



TITLE:

深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション手法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

西口, 幸希

CITATION:

西口, 幸希. 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション手法に関する研究. 京都大学, 2015, 博士(農学)

ISSUE DATE:

2015-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12895>

RIGHT:

深層崩壊に起因する土石流の
数値シミュレーション手法に関する研究

2014年

西口幸希

目 次

頁

| | |
|---|-----------|
| 1. 緒論 | 1 |
| 1.1 深層崩壊による土砂災害と取り組み | 1 |
| 1.2 土石流の数値計算手法 | 8 |
| 1.3 本論文の着眼点と構成 | 12 |
| 引用文献..... | 14 |
| 2. 深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積および粒度分布の実態 | 17 |
| 2.1 はじめに | 17 |
| 2.2 対象とした土石流 | 19 |
| 2.3 方法 | 21 |
| 2.4 結果 | 25 |
| 2.5 深層崩壊に起因する土石流と、小規模な土石流、がけ崩れ、大規模崩壊・土石なだれ・土石流との比較 | 30 |
| 2.6 まとめ | 32 |
| 引用文献..... | 33 |
| 3. 深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積に関する数値シミュレーション手法の開発 | 35 |
| 3.1 はじめに | 35 |
| 3.2 計算モデル | 37 |
| 3.3 対象とした土石流 | 43 |
| 3.4 資料収集・現地調査 | 44 |
| 3.5 入力条件の設定 | 49 |

| | |
|---|------------|
| 3.6 計算結果..... | 54 |
| 3.7 考察..... | 59 |
| 3.8 まとめ..... | 61 |
| 引用文献..... | 62 |
| | |
| 4. 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションの適用性の検討 | 64 |
| 4.1 はじめに..... | 64 |
| 4.2 計算モデル | 65 |
| 4.3 対象とした土石流の実態..... | 65 |
| 4.4 数値シミュレーションの入力条件 | 67 |
| 4.5 計算結果..... | 70 |
| 4.6 考察..... | 73 |
| 4.7 まとめと今後の課題..... | 79 |
| 引用文献..... | 80 |
| | |
| 5. 土石流の流下過程に及ぼす上流端ハイドログラフの影響に関する数値計算 | 82 |
| 5.1 はじめに..... | 82 |
| 5.2 崩壊に起因する土石流の現象..... | 83 |
| 5.3 計算方法..... | 83 |
| 5.4 結果と考察 | 89 |
| 5.5 まとめと今後の課題..... | 107 |
| 引用文献..... | 109 |
| | |
| 6. 結論 | 110 |
| | |
| 謝辞 | 115 |

1. 緒論

1.1 深層崩壊による土砂災害と取り組み

1.1.1 深層崩壊による土砂災害

近年、激しい雨が局地的に降るゲリラ豪雨や、梅雨時の大雨が増える等、我が国の降雨規模は増大している。国土交通省の報告によると、時間雨量が 50 mm/h を越える頻度は高まってきており、1978 年からの 10 年間に於いて、降雨強度 50 mm/h を超える回数は、全国の雨量観測所で年平均 206 回であったのに対し、1988 年からの 10 年間では 233 回、1998 年からの 10 年間では 318 回に増えている（社会資本整備審議会、2008）。また、国土交通省砂防部の調べでは、降雨強度 50 mm/h を超える頻度が増加するのに対して、国内の土砂災害の発生件数も増加しており（図 1-1）、近年、土砂災害を防止・軽減することが重要な課題となっている。

本研究の主題の 1 つである「深層崩壊」に着目しても、その発生件数は、1978－1987 年は年平均 0.8 件、1988－1997 年は年平均 1.2 件、1998－2007 年は年平均 2.6 件と降雨強度 50 mm/h を超える回数、土砂災害全体の発生件数と調和するように増大している（図 1-1）（内田・西口、2012）。

「深層崩壊」は、改訂砂防用語集によると「山崩れ・崖崩れなどの斜面崩壊のうち、すべり面が表層崩壊よりも深部で発生し、表土層だけでなく深層の地盤までもが崩壊土塊となる比較的規模の大きな崩壊現象」とあり、表土層のみが崩壊する表層崩壊と区別される（図 1-2）。深層崩壊を引き起こす誘因は、降雨、地震、融雪等であり、深層崩壊の土砂量は約 1 万 m³－数億 m³まで、非常に範囲が広いことが報告されている（砂防学会、2012）。また、深層崩壊の崩土の移動形態の特徴は以下記のとおりである（土木研究所、2008）。

1) 斜面を構成する土塊は崩壊と同時にバラバラになって移動するか、あるいは原形を留めてすべり始めた後にバラバラになる。

2) 崩壊土塊（土砂）は高速で移動する。

3) 崩壊土塊（土砂）の大部分は崩壊範囲の外へ移動する場合が多い。

本研究においてもこの定義に従うこととする。

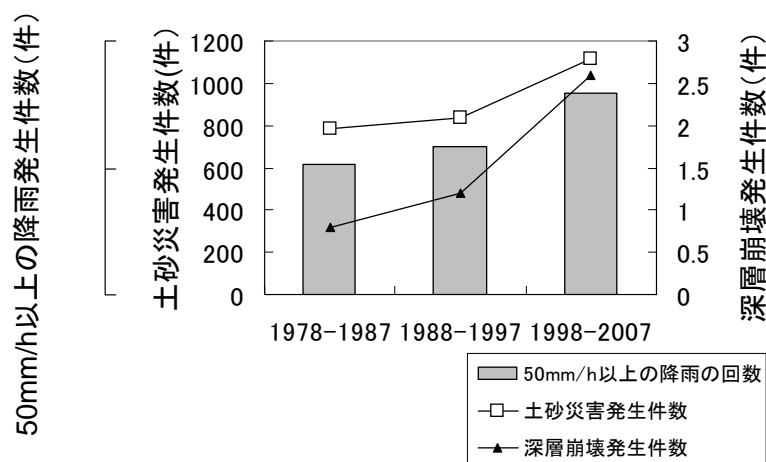


図 1-1 10 年ごとの 50 mm/h を超える降雨の発生件数，土砂災害の発生件数

深層崩壊は、一般的な土石流やがけ崩れと比べると、発生頻度は低いものの、上記のように崩壊規模が大きく、崩土の移動範囲や移動速度が大きいことから、一度発生すると土砂移動が生じる領域は広範囲に及ぶおそれがある。

深層崩壊の発生に伴う土砂移動現象は、

- a) 深層崩壊発生箇所の直下で崩壊土砂が停止する現象
- b) 深層崩壊の崩壊土砂がそのまま土石流となる現象（図 1-3（左図），写真 1-1）
- c) 深層崩壊の崩壊土砂が河道を閉塞し、天然ダムが形成・決壊する現象（図 1-3（右図），写真 1-2）

に分類されることが多い（例えば、蒲原ら，2014）。これらの土砂移動現象において、b) や c) は a) に比べて、同じ崩壊土砂量でも、より被害の範囲が拡大する可能性が高いと考えられる（蒲原ら，2014）。また、c) には、降雨時に天然ダムが形成し、当該降雨中に短時間で決壊が生じる河道閉塞の現象と、当該降雨後も河道閉塞が長期間継続する場合がありますと考えられ（森ら，2011），b) の現象と、c) のうち短時間で決壊する河道閉塞の現象は、災害後には明確に分類できない場合がある。

深層崩壊に起因する土石流によって大きな被害が生じた近年の事例に、平成 15 年 7 月に発生した熊本県水俣市集川の土石流がある。この土石流により、十数名以上の人命が奪われた（水野ら，2003）。また、平成 20 年 6 月の岩手・宮城内陸地震によるドゾウ沢の土石流は駒ノ湯温泉を襲い、7 名の人命が失われた。その他、犠牲者は出ていないものの、平成 17 年 9 月に発生した宮崎県鰐塚山山系の土石流ほか、平成 16 年 8 月に発生した徳島県那賀町大用知地区の土石流、平成 19 年 7 月および平成 22 年 7 月に発生した鹿児島県南大隅町船石川の土石流、平成 23 年 7 月に発生した高知県奈半利川平鍋区の土石流等などが該当し、近年でも頻発している現象といえる。

深層崩壊による天然ダムの形成・決壊によって、被害が生じた主な事例としては、明治 22 年 8 月の十津川災害および、昭和 28 年 7 月の有田川災害が挙げられる。十津川災害では、奈良県・和歌山県において、多数の天然ダムが形成され、その決壊により 1,000 人以上の犠牲者が出た。有田川災害でも、19 箇所の天然ダムが形成され、犠牲者は 1,000 人以上となった（砂防学会，2012）。近年は、天然ダム決壊に伴う大規模な決壊は生じていないが、平成 16 年の新潟県中越地震、平成 20 年岩手・宮城内陸地震では多数の天然ダムが形成された。また、平成 23 年 9 月の台風 12 号の襲来に伴う豪雨によって、紀伊山地の奈良県十津川村や和歌山県新宮市等では深層崩壊が多発し、天然ダムが 10 数箇所以上形成された。

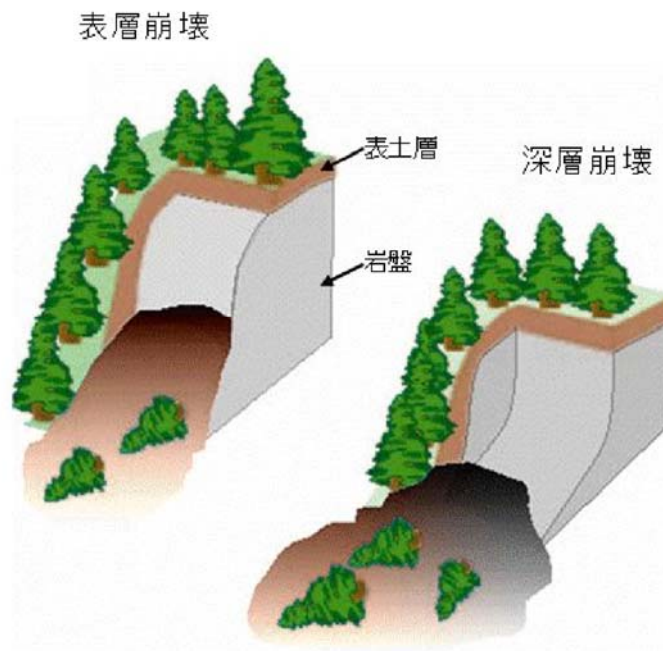


図 1-2 深層崩壊と表層崩壊の模式図

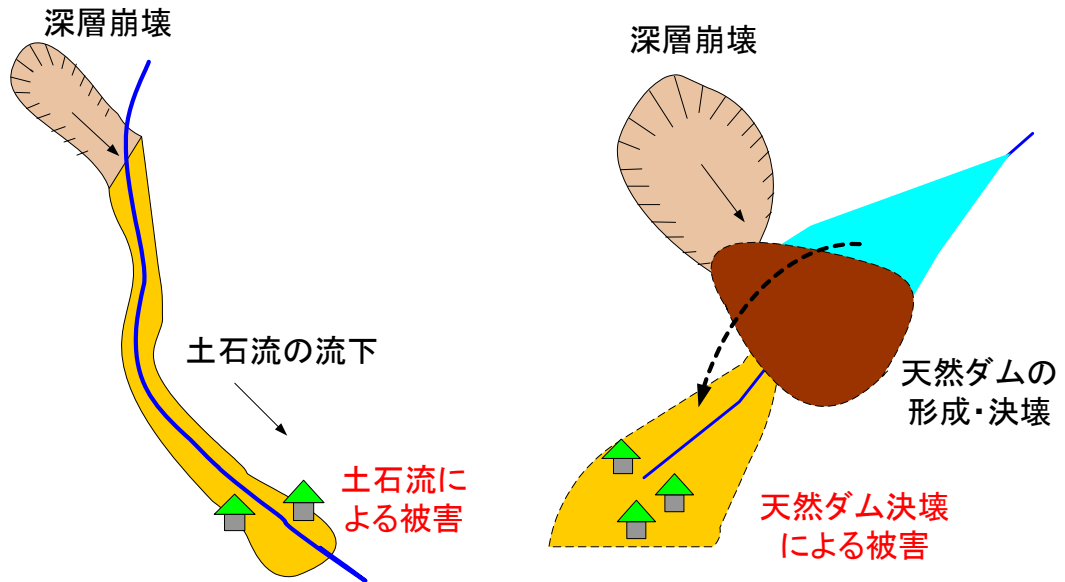


図 1-3 深層崩壊に伴う土石流の流下形態の模式図

(深層崩壊に起因する土石流の流下(左図)と天然ダムの形成・決壊 (右図))



写真 1-1 深層崩壊に起因する土石流発生事例（宮崎県鰐塚山（2005 年 9 月））

（国土交通省 水管理・国土保全局, <http://www.mlit.go.jp/common/001019675.pdf>）



写真 1-2 天然ダムの形成事例（宮崎県耳川（2005 年 9 月））

（国土交通省 水管理・国土保全局, <http://www.mlit.go.jp/common/001019675.pdf>）

1.1.2 国内の深層崩壊に対する取り組み

深層崩壊に伴う土石流や天然ダムの形成・決壊等が近年頻発するなか、日本国内においてもいくつかの検討・対策が行われてきた。

平成 23 年 5 月に、土砂災害防止法の一部改正（以下、改正土砂法と言う）が施行された。改正土砂法では、河道閉塞による湛水・土石流、火山噴火による土石流、地すべりによって大規模な土砂災害が急迫している場合には、国土交通省や都道府県が緊急調査を実施し、被害の想定される区域・時期の情報を関係市町村町へ通知するとともに、一般にも周知することとしている。特に河道閉塞による土石流、火山噴火による土石流に関する緊急調査は、高度な技術を要するとして、国土交通省が、被害の想定される区域・時期の情報を提供すると定められた。このように、改正土砂法の施行によって、国土交通省をはじめとする砂防行政機関における大規模土砂災害時の初期の対応の位置づけが明確化した。

また、災害時の緊急的な対応のみならず、事前の深層崩壊の予防対策に関する検討も進められてきている。具体的には、下記に挙げた取り組みが行われてきている。

- (1) 深層崩壊発生箇所の危険度推定
- (2) 監視・検知システムの整備
- (3) 危機管理体制の整備・地域防災力の向上
- (4) 被害範囲の推定

(1) の深層崩壊発生箇所の危険度に関して、国土交通省は、平成 22 年 8 月、全国の「深層崩壊発生頻度マップ」（図 1-4）を公表した。これは、内田ら（2007）が提示した第四紀隆起量や地質と深層崩壊発生密度の関係に基づく知見を反映したもので、全国の深層崩壊の発生危険度（推定頻度）を 4 段階で評価したマップである。その後、この推定頻度が最も高い評価に相当する地域を中心に、より詳細な溪流レベルの危険度評価が進められ、公表されてきた（図 1-5）。これは、「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル（案）」（土木研究所，2008）に基づき、深層崩壊発生実績、地質構造・微地形、地形量の 3 指標を用いて、約 1 km² の溪流単位での危険度評価を行ったものである。

また、大規模な深層崩壊は、重力によって変形した斜面に発生することが多いことから、これに着目することで、深層崩壊のおそれのある箇所が予測できる可能性が指摘されている（千木良，2006 など）。さらに、レーザプロファイラや空中電磁探査などの技術を用いて、深層崩壊発生のおそれある箇所を詳細に推定する手法の検討も取り組まれている（例えば、鈴木ら，2009；横山ら，2012；笹原ら，2014；千木良ら，2014 など）。

(2) においては、深層崩壊の発生やこれに伴う土石流の流下や天然ダムの形成を監視・検知するシステムの検討・構築が進められてきている。例えば、国土交通省では、土砂移動によって発生した振動を捉え、崩壊発生位置・時刻を推定する「大規模土砂移動検知システム」の整備が進められている（水野ら，2014；土木研究所，2012）。また、人工衛星の衛星画像解析技術を用いて、悪天候や夜間等で現地での確認が困難な場合においても、深層崩壊の発生位置を特定し、

崩壊規模等の推定も可能とする手法も提案されている（林ら，2013）。さらに，既設水位計の水位や流量の変動の傾向を捉えることで，天然ダム形成の検知する手法（鈴木ら，2013；水野ら，2014 など）や河川流量から深層崩壊の発生の危険度を推定する手法（坂野ら，2013）などの検討が行われてきている。

（3）の危機管理体制の整備・地域防災力の向上については，国土交通省より「大規模土砂災害危機管理計画」（平成 20 年 3 月）及び「大規模土砂災害危機管理計画策定のための指針」（平成 20 年 3 月）が提示され，国の関係機関・都道府県・市町村における，大規模土砂災害時の危機管理体制の整備が進められている。例えば，国土交通省の各地方整備局や事務所などでは，深層崩壊の発生や天然ダムの形成等の災害シナリオに基づき，ロールプレイング方式で，関係機関共同（国，都道府県，市町村）の防災訓練を行い，防災に関する体制や対応の共有が図られてきている。

（4）の深層崩壊の被害範囲の把握は，ハザードマップの作成，対策施設の計画・設計において重要である。これまで，通常の規模の土石流については，過去の土石流の実績を基に，経験的に土石流のピーク流量や到達範囲を想定する手法が適用されてきた（土砂災害防止法（平成 13 年 4 月施行）；国土技術政策総合研究所，2007 など）。一方，改正土砂法の施行にあたって，天然ダムの決壊に起因する土石流については，数値計算によって被害のおそれのある区域が設定されるようになるなど（森山，2012 など），近年では，天然ダムの決壊に起因する土石流についての数値計算手法の検討が多く行われてきている（吉野ら，2011；赤澤ら，2014；花岡ら，2014 など）。これに対して，前述の b) のタイプの深層崩壊に起因する土石流について，被害範囲の推定手法に関する検討事例はあまり多くはない。また，次節で述べるとおり，大規模な土石流についての数値計算は実施されてはいるものの，統一的な手法は確立されていない。

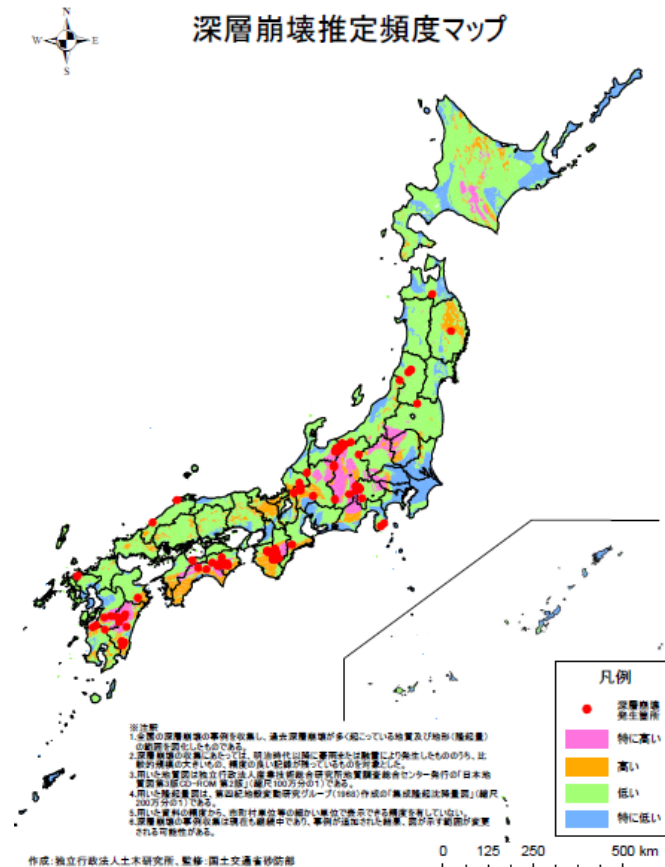


図 1-4 深層崩壊推定頻度マップ

(国土交通省 水管理・国土保全局, <http://www.mlit.go.jp/common/000121614.pdf>)

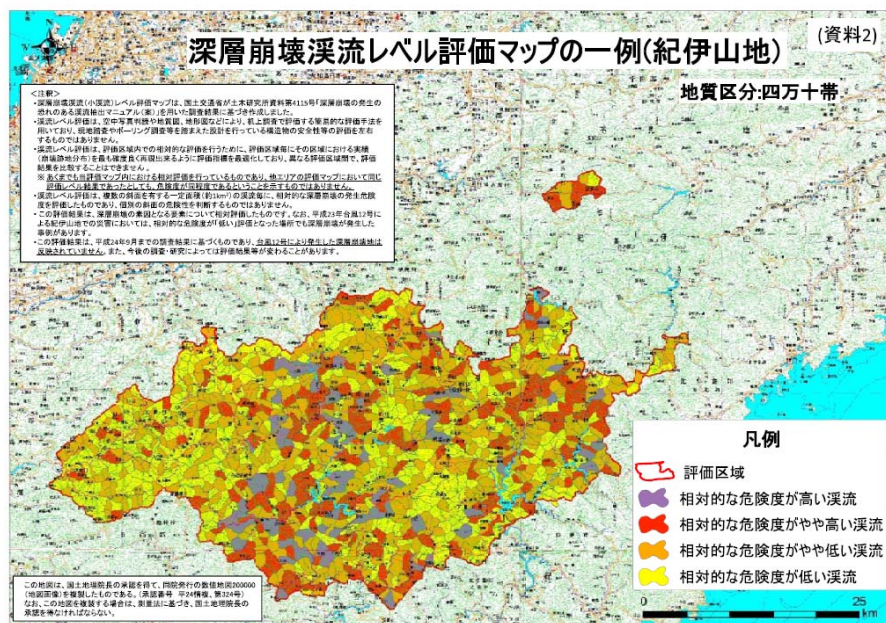


図 1-5 深層崩壊渓流レベル評価マップ例

(国土交通省 水管理・国土保全局, <http://www.mlit.go.jp/common/000223660.pdf>)

1.2 土石流の数値計算手法

1.2.1 概要

土石流の流下過程や被害範囲を把握するためのツールのひとつに、数値シミュレーションが挙げられる。

土石流の流れは、水の流れと乾燥した土粒子の流れとの中間的な力学に支配されており、その構造は複雑であることから、これまでに、様々な計算モデルが提唱されてきた。土石流の流れを解くモデルには、主に下記の2種があると考えられる。

- ・土石流の土石粒子と流体を一体の混相流として取り扱う、連続体モデル
- ・土石粒子と水流の個々の運動を扱う、個別要素法などの非連続体モデル

前者は、従来多くの研究・実務において用いられてきた手法である。特に石礫型土石流については多くの研究が行われてきている（例えば、水山ら，1987；O'Brien et al., 1993；Iverson and Denlinger, 2001；伊藤・宮本，2002；高濱ら，2002；高橋，2004；Rickenmann et al., 2006；和田ら，2008；鈴木ら，2009）。後者は、近年用いられてきている手法で、土石流の流下過程のほか、個々の粒子の運動の把握が重要となる透過型砂防堰堤での捕捉過程の検討に有効であるとして採用されている（中谷ら，2005；香月ら，2013 など）。

土石流は一般に、流下区間においては、石礫と水が一体となった、いわゆる集合運搬と呼ばれる移動形態で流下し、勾配が緩くなるにつれて、または土砂濃度が小さくなるにつれて、掃流状集合流動、さらには掃流砂となり、いわゆる各個運搬の移動形態で流下することが示されてきた（例えば、高橋，2004；橋本，2010 など）。従って、上流域から下流域までの土石流の流れを数値シミュレーションで表現する際には、土石流から掃流砂までの土砂移動を連続的に扱うことが可能なモデルが必要となる。そこで、従来多くの研究・実務において用いられてきた連続体モデルによる数値計算には、土石流から掃流状集合流動までの連続的な流れに対し、①幅広い現象に適用可能で統一的な河床のせん断応力や土石流等の侵食堆積速度の算定式を用いる方法（例えば、江頭ら，1998；江頭・伊藤，2004 など）や、②土石流および掃流状集合流動の流れの形態に応じ、それぞれの河床のせん断応力や土石流の侵食堆積速度の算定式を適用させる方法（例えば、高橋・中川，1991；中川ら，1996 など）が用いられてきた。さらに、前者の①の手法として、土石流から掃流状集合流動への遷移現象を砂礫移動層と水流層の2層に分け、それぞれの支配方程式を立てて解析する二層流モデルも開発されてきた（高濱ら，2002）。

本研究で対象とした深層崩壊に起因するような大規模な土石流の流速や流量は、一般的な土石流のそれらと比べて非常に大きい（武澤ら，2009）ことから、一般的な土石流で適用されてきた上記の計算手法では、十分に表現できない可能性も考えられる。すなわち、石礫型土石流の理論によると、相対水深が大きくなれば、土石は層流状態で流れ、流れの骨格を形成する状態から、乱流型土石流に代表される土石と水が一体となった乱流状態に移行することが示されてきた（高橋・里深，2002；Hotta and Miyamoto, 2008）。また、土石流に含まれる土石は様々な粒径から構成されることから、大規模土石流に含まれる全土石でなくとも一部の土石は、層流状態から乱流状態となって移動する、いわゆるフェーズシフトが生じることが示されてきた（芦田ら，1985；

高橋ら，1990；江頭ら，1994；Hotta et al., 2013）。このフェーズシフトは，土石流の間隙流体の特性に大きく影響するものと考えられ，フェーズシフトを考慮しない石礫型土石流のモデルでは大規模土石流の流れを十分には再現されない可能性が指摘されてきている（平野ら，1991；伊藤ら，2000）。

1.2.2 大規模な土石流に関する挙動に関する検討事例

既往の，大規模な土石流に関する挙動に関する検討例や数値計算事例を表 1-1 に示し，以下に概要を述べる。

表 1-1 既往の大規模な土石流の挙動・数値計算事例

| No. | 事例 | 発生年 | 誘因 | 文献 |
|-----|-------------|--------|----|---------------|
| 1 | 御岳くずれによる土石流 | 1984 年 | 地震 | ・ 芦田・江頭（1985） |
| 2 | 針原川の土石流 | 1997 年 | 降雨 | ・ 中川ら（1998） |
| 3 | 蒲原沢の土石流 | 1996 年 | 降雨 | ・ 江頭ら（1998） |
| 4 | ベネズエラの土石流 | 1999 年 | 降雨 | ・ 江頭・伊藤（2004） |
| 5 | ドゾウ沢の土石流 | 2008 年 | 地震 | ・ 中谷（2010） |
| 6 | 鰐塚山山系の土石流 | 2005 年 | 降雨 | ・ 宮崎県（2006） |

(1) 御岳くずれによる土石流

芦田・江頭（1985）は，1984 年 8 月の長野県西部地震による御岳くずれの挙動を調査するとともに，流動機構の考察を行った。御岳山では約 $3.6 \times 10^7 \text{ m}^3$ の崩壊に伴い土石流が発生し，河床勾配 12 度の地点から，約 4 km 下流の約 1°の地点まで流下した。芦田・江頭（1985）は，御岳くずれの流動性の高い運動は，土塊の空隙を飽和した水と土塊の細粒分が混合して形成される流体が媒介となって発生した，すなわち，「土塊が高速度で移動しているときには，間隙水は乱流となり，その乱れにより粒子のうち細粒分は浮遊し，水と混合して一体となって一種の流体となる。」と仮定した。そのうえで，粒子の沈降速度と流体の摩擦速度が等しくなる条件を浮遊条件とすると，河床勾配 12 度の地点では土石の 50 %が，河床勾配が 8 度の地点では土石の 35 %が流体として振る舞うはずであると試算した。現地の粒径は，1 cm 以下の細粒土砂が 50 %程度含まれていたことから，上記の試算は現実的なものであることが示された。

(2) 針原川の土石流

中川ら（1998）は，1997 年 7 月に鹿児島県出水市の針原川で発生した深層崩壊に伴う土石流の流下・堆積を数値シミュレーションによって再現を試みた。針原川では，約 16 万 m^3 の崩壊

に伴い土石流が発生し、ため池や建設中の砂防堰堤を通過し、約 1.4 km 下流の線路付近まで到達した。

中川ら（1998）は、連続体モデルで、土石流および掃流状集合流動などの流れの形態に応じた河床のせん断応力や土石流の侵食堆積速度の算定式を適用させた数値計算方法を用いた。実際の土石流には細粒土砂が多量に含まれていたが、微細土砂成分を大量に含んだ石礫型土石流の抵抗則がよく分かっていないことや、堆積層には巨礫も多数存在していたことから、細粒土砂のフェーズシフトは考慮せず、崩壊土砂の容積濃度は 50 %、代表粒径は、蒲原沢の土石流と同様の粒度を仮定し、10 cm と見積もった。土石流発生前のため池の湛水量や砂防堰堤上流の堆積土砂量や湛水量が不明であるため、様々なケースで数値計算を実施した結果、現地の砂防堰堤下流の土砂堆積厚や痕跡高、崩壊地から砂防堰堤下流までの土砂収支とよく整合したケースが提示された。

(3) 蒲原沢の土石流

江頭ら（1998）は、1996 年 12 月に新潟県と長野県の県境の姫川左支川蒲原沢で発生した、大規模な斜面崩壊に伴う土石流の流下・堆積の状況を数値シミュレーションによって再現を試みた。蒲原沢では約 $3.9 \times 10^4 \text{ m}^3$ の崩壊に伴い、土石流が発生し、建設中の砂防堰堤を通過し、約 3 km 下流の姫川本川まで到達した。

江頭ら（1998）は、連続体モデルで、幅広い現象に適用可能な統一的な河床のせん断応力や土石流等の侵食堆積速度の算定式を適用させた数値計算手法を用いた。現地調査の結果や報道機関のビデオ画像の解析等により、蒲原沢の土石流は石礫と、いわゆるフェーズシフトする微細砂を多量に含む泥水との混合物であると考え、フェーズシフトした微細砂濃度を間隙流体の 30 % と見積って、泥水の密度を 1.5 g/cm^3 と推定した。その結果、土石流が通過した流路区間のピーク流量や土砂収支は、現地の流下痕跡や土砂移動状況から推定されたピーク流量や土砂収支とよく整合したことが示された。

(4) ベネズエラの土石流

江頭・伊藤（2004）は、1999 年 12 月にベネズエラで発生した集中豪雨に伴う大規模土石流の流下・堆積を数値シミュレーションによって再現を試みた。サンフリアン川において発生した土石流は、溪床・溪岸の侵食により発達したものと考えられ、水平距離約 10 km、標高差 2000 m 以上も流下し、カリブ海に到達した。

江頭・伊藤（2004）は、連続体モデルで、幅広い現象に適用可能な統一的な河床のせん断応力や土石流等の侵食堆積速度の算定式を適用させた数値計算方法を用いた。再現計算では微細砂のフェーズシフトを考慮し、土石流を構成する代表粒径を 20 cm、流体相の密度を 1.33 g/cm^3 と推定し、発生域から扇状地までは 1 次元計算、扇状地から下流は 2 次元計算を実施した。その結果、発生域から約 8 km 下流のビルディングにおける計算結果の最大流動深は 7~9 m 程度であり、実際の破壊痕跡から推察された最大水深（約 8 m）と、よく整合したことが示された。

(5) ドゾウ沢の土石流

中谷（2010）は、2008年6月に栗駒山山系のドゾウ沢で発生した深層崩壊に伴う土石流の流下・堆積を数値シミュレーションによって再現を試みた。ドゾウ沢では、約150万 m^3 の崩壊に伴い、土石流が発生し、三迫川と合流する付近まで約10km流下した（井良沢ら、2008）。

中谷（2010）は、連続体モデルで、土石流および掃流状集合流動などの流れに形態に応じた河床のせん断応力や土石流の侵食堆積速度の算定式を適用させる数値計算方法を用いた。再現計算では、上流端の土砂濃度を0.3とし、流体密度を 1.2 g/cm^3 から 1.4 g/cm^3 程度に大きくすることで、堆積域が実際と整合したことを示した。さらに中谷（2010）は、この計算条件は、細粒土砂を多く含む流れであった実現象とも適合していると指摘している。

(6) 鰐塚山山系の土石流

宮崎県（2006）は、2005年9月に宮崎鰐塚山山系の別府田野川および片井野川の土石流の流下・堆積を2次元数値シミュレーションにより再現した。別府田野川では3溪流で約340万 m^3 、片井野川では約90万 m^3 の崩壊に伴い土石流が発生し、それぞれ約5–7km、約4km流下した。

宮崎県（2006）は、連続体モデルで、幅広い現象に適用可能な統一的な河床のせん断応力や土石流等の侵食堆積速度の算定式を適用させた数値計算方法を用いた。再現計算では、上流端ハイドログラフの推定が困難なことから、計算結果の崩壊地から計画基準点までの地形の縦断形状が、災害後の縦断形状と合うような、上流端のハイドログラフの条件を探索した。なお同報告書からは、細粒土砂の条件や流体密度の取り扱いは不明である。検討の結果、別府田野川では3溪流の合流点付近のピーク流量を $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度、片井野川では、崩壊地直下のピーク流量を $1,600\text{ m}^3/\text{s}$ 程度見積ると、下流域は不十分な部分もみられるものの、概ね実際の河床変動と整合したことが示された。

1.3 本論文の着眼点と構成

本研究では、深層崩壊に伴う土砂移動形態のうち、被害が甚大化するおそれのある、深層崩壊に起因する土石流（1.1.1 b）の現象を対象とし、大規模な土石流の被害範囲や流下過程を推定するための数値シミュレーション手法の検討を行った。

前節の芦田・江頭（1985）、江頭（1998）、江頭・伊藤（2004）、中谷（2010）の結果から、大規模土石流中の細粒分は、間隙水の乱れによって浮遊し、水と混合して流体となるフェーズシフトを仮定し、 1.0 g/cm^3 を上回る流体密度が想定することによって、大規模な土石流の流下・堆積過程が記述できる可能性が考えられた。

一方で、以下のような問題点も指摘できる。

- ・フェーズシフトの記述方法が、単に、土石流中の間隙流体の流体密度を増減させるものである。これは、土砂収支との整合性の観点から、手法の検討が十分であるとは言い難い。
- ・災害後の現地調査結果のデータ（土石流の粒径等）が不足しており、数値シミュレーションに用いるパラメータの設定根拠が不十分な場合がある。また、計算区間上流端のハイドログラフの推定が困難であるにも関わらず、これが計算結果に及ぼす影響に着目した事例は少ない。
- ・様々な手法（数値計算モデル、パラメータ設定手法）が様々な現象に適用されており、ある1つの提案手法で、複数の現象が記述できるかを検討された事例は少ない。

そこで、本研究では、深層崩壊に起因する土石流に対して汎用性が高い数値シミュレーションモデルやパラメータの設定手法を提案するとともに、将来の現象を予測すること見据え、下記の点に着眼した。

- ・フェーズシフトが土石流の特性に及ぼす影響を検討する。
- ・深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積過程の実態に関するデータを複数の土石流について、できるだけ統一的な手法で把握する。さらに、統一した手法で数値シミュレーションを実施し、提案手法の汎用性を確認する。
- ・初期の土層厚や計算区間上流端のハイドログラフ等、十分な情報が得られない可能性のある条件について、土石流の流下・堆積過程に及ぼす影響を把握する。

本研究では、従来、実務的に多く用いられてきた連続体モデルの1つであり、高橋・中川（1991）や中川ら（1996）によって提案・活用されてきた土石流および掃流状集合流動などの流れに形態に応じた河床のせん断応力や土石流の侵食堆積速度の算定式を適用させる方法を用いて、フェーズシフトを考慮した計算を行うことを試みた。計算は、高橋・中川（1991）の考えに従い、土石流から掃流状集合流動、さらに掃流砂までの土砂移動形態に対応した計算モデルを統合・集約させるとともに、ユーザーインターフェースを実装させた、土石流シミュレーションシステム「kanako」（中谷ら，2008; Nakatani et al., 2008）の1次元計算プログラムを用いるとした。なお、本プログラムは、（一財）砂防・地すべり技術センターのHPにおいて公開されている。

本論文の以降の構成と概要は以下のとおりである。

- 2 章：深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積および粒度分布の実態
- 3 章：深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積に関する数値シミュレーション手法の開発
- 4 章：深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションの適用性の検討
- 5 章：土石流の流下過程に及ぼす上流端ハイドログラフの影響に関する数値計算
- 6 章：結論

2 章では、近年日本で発生した、深層崩壊に起因する土石流 10 事例の既往データを収集し、深層崩壊に起因する土石流の侵食・堆積過程の実態や粒度分布の特徴を検討した。さらに、表層崩壊に起因する土石流や岩屑流等に関する既往データも収集し、崩壊形態による堆積過程や粒度分布の差異についても整理した。

3 章では、細粒土砂を間隙流体の一部として扱う、フェーズシフトを考慮した土石流の数値シミュレーション手法を提案した。そのうえで、2003 年熊本県水俣市集川における深層崩壊に起因する土石流に適用し、再現計算によって妥当性の検証を行った。再現計算を実施するにあたっては、既往文献や筆者らによる調査により、現地の情報を詳細に把握した。

4 章では、上記の集川を含む 5 つの深層崩壊に起因する土石流に対して、3 章と同様の手法による再現計算を実施することで、本手法の汎用性を検討した。さらに、各事例の再現計算結果より、土石流中の細粒土砂の挙動を支配する主な要因や、フェーズシフトする細粒土砂の割合の取り得る範囲について考察した。

5 章では、深層崩壊が土石流化した際は、複数波等の複雑な土砂移動現象が生じている可能性も考えられることに留意し、計算区間上流端のハイドログラフが計算結果に及ぼす影響を検討した。

最後に、結論ではこれらの研究によって得られた成果を要約する。

引用文献

- 赤澤史顕・里深好文（2014）：天然ダムの越流侵食過程に関する二次元シミュレーション，砂防学会誌，Vol.67，No.1，pp.28－34
- 千木良雅弘（2006）：地すべり・崩壊の発生場所予測―地質と地形からみた技術の現状と今後の展開―，土木学会論文集 C，Vol.62，No.4，pp. 722－735
- 千木良雅弘・坂島俊彦・渋谷研一（2014）：深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について，平成 26 年度砂防学会研究会概要集，pp.A-16－17
- 土木研究所（2008）：「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル（案）」，土木研究所資料，第 4115 号，21pp.
- 土木研究所（2012）：「大規模土砂移動検知システムにおけるセンサー設置マニュアル（案）」，土木研究所資料，第 4229 号，22pp.
- 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭（1997）：掃流砂量に関する力学的解釈，水工学論文集，第 41 巻，土木学会，pp.789-794
- 江頭進治・本田尚正・宮本邦明（1998）：姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション：水工学論文集，Vol.42，pp. 919－924
- 江頭進治・芦田和男・佐々木浩（1988）：土石流の流動機構，第 32 回水理講演会論文集，pp.485-490
- 江頭進治・伊藤隆郭（2004）：土石流の数値シミュレーション，日本流体力学学会数値流体力学部門 Web 会誌，第 12 巻，第 2 号，pp.33－43
- 橋本晴行（2010）：土砂の移動現象とそのメカニズム，日本流体力学学会誌「ながれ」，Vol.29，pp.193－202
- 花岡正明・森 俊勇・中村浩之・亀江幸二・佐光洋一・千葉 幹・寺田秀樹・大野亮一・遊佐直樹（2014）：LS-FLOW モデルを用いた天然ダムの形状予測手法の適用事例について，平成 26 年度砂防学会研究会概要集，pp.B-44－45
- 平野宗夫・橋本晴行・峯 敏雄・福富 章・パルー・ムハマド・サレー（1991）：高濃度の泥水によって発生する土石流の特性，水工学論文集，Vol.35，pp.459－464
- Hotta N. and Miyamoto K. (2008): Phase classification of laboratory debris flows over a rigid bed based on relative flow depth and friction coefficients International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No. 2, pp.54－61
- Hotta N., Kaneko T., Iwata and Nishimoto H. (2013): Influence of Fine Sediment on the Fluidity of Debris Flows , Journal of Mountain Science, Vol.10, No. 2, pp.233－238
- 井良沢道也・牛山素行・川邊 洋・藤田正治・里深好文・檜垣大助・内田太郎・池田暁彦（2008）：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震により発生した土砂災害について，砂防学会誌，Vol.61，No.3，pp.37－46
- 伊藤隆郭・江頭進治・宮本邦明（2000）：土石流の流れに及ぼす固相・液相の材料特性の影響，水工学論文集，Vol.44，pp. 677－682
- 伊藤隆郭・宮本邦明（2002）：土石流の一次元解析法に関する研究，水工学論文集，Vol.46，pp. 671－676
- 林 真一郎・水野正樹・佐藤 匠・神山嬢子・岡本 敦・吉川知弘・鶴殿俊昭・横田 浩・野田敦夫・

- 吉川和夫 (2013) : 紀伊山地台風 12 号災害を事例とした人工衛星高分解能 SAR 画像の判読による河道閉塞箇所探索手法の確立, 砂防学会誌, Vol.66, No.3, pp.32-39
- Iverson R.M. and Denlinger R.P. (2001): Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 1. Coulomb mixture theory, Journal of Geophysical Research, Vol.106, No. B1, pp. 537-552
- 蒲原潤一・内田太郎・佐藤敏明・泉山寛明 (2014) : 深層崩壊による土砂災害の被害形態について, 平成 26 年度砂防学会研究会概要集, pp.B-212-213
- 香月 智, 澁谷 一, 大隅 久, 國領ひろし, 石川信隆 (2013) : 土木学会論文集 A2, Vol. 69, No. 1, pp. 16-29
- 国土技術政策総合研究所 (2007) : 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説, 国総研資料, 第 364 号, 74pp.
- 鈴木啓介・安藤詳平・内田太郎・宮崎新二・菊井稔宏・嶋 大尚 (2013) : 河川水位の低下に着目した天然ダム発生検知に関する検討, 平成 25 年度砂防学会研究会概要集, pp.B-216-217
- 宮崎県 (2006) : 鰐塚山山系土砂災害対策検討委員会報告書, 69pp.
- 水野秀明・杉浦信男・寺田秀樹・内田太郎・原槇利幸・曾我部匡敏・桜井 亘・西本晴男・小山内信智・武澤永純・土井康弘 (2003) : 2003 年 7 月の梅雨前線豪雨によって発生した九州地方の土石流災害 (速報), 砂防学会誌, Vol.56, No.3, pp.36-43
- 水野正樹・内田太郎・高原晃宙・木下篤彦・江川真史・丹羽 諭 (2014) : 大規模土砂災害の危機管理を支える探査技術とその活用, 土木技術資料, Vol.56, No.1, pp.16-19
- 森 俊勇・坂口哲夫・井上公夫 (編) (2011) : 日本の天然ダムと対応策, 水山高久監修, 古今書院, 186pp
- 森山裕二 (2012) : 大規模土砂災害に向けた取り組み, 建設機械施工, No. 747, pp.12-18
- 中川 一・高橋 保・澤田豊明・里深好文 (1996) : 計画土石流の設定と避難計画, 京都大学防災研究所年報, Vol.39, B-2, pp.347-371
- 中川 一・高橋 保・里深好文・立川康人・市川 温・吉田義則・中村行雄 (1998) : 平成 9 年鹿児島県出水市針原川で発生した土石流災害について, 京都大学防災研究所年報, Vol.41, B-2, pp.287-298
- 中谷加奈・里深好文・水山高久 (2008) : GUI を実装した土石流一次元シミュレータ開発, 砂防学会誌, Vol.61, No.2, pp.41-46.
- Nakatani K., Wada T., Satofuka Y. and Mizuyama T. (2008): Development of “Kanako 2D (Ver.2.00)”, a user-friendly one- and two-dimensional debris flow simulator equipped with a graphical user interface, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No. 2, pp.62-72
- 中谷加奈 (2010) : GUI を実装した汎用土石流数値シミュレーションシステムの開発と適用, 学位論文, pp.84-93
- 中谷洋明・前田健一・菅井径世・筒井胤雄・杉井大輔 (2005) : 急勾配区間での土石流に関する運動学的特性の再現手法について, 砂防学会誌, Vol.58, No.4, pp.35-40
- O'Brien J.S., Julien P.Y. and Fullerton W.T. (1993): Two- dimensional water flood and mudflow simulation. J. Hydraulic Engineering Vol.119, No.2, pp. 244-261
- Rickenmann D., Laigle D., McArdeall B.W. and Hübl J. (2006): Comparison of 2D debris-flow simulation models with field events, Computational Geosciences, Vol.10, pp.241-264

- 砂防学会（2012）：深層崩壊に関する基本事項に係わる検討委員会 報告・提言，JSECE Publication No.65, p.4, p.14
- 笹原克夫・日浦啓全・土志田正二（2014）：平成 17 年 9 月台風 14 号により高知県物部川上流で発生した深層崩壊発生斜面の地形的特徴，Vol.66, No.6, pp. 40－49
- 社会資本整備審議会（2008）：水災害分野における地球温暖化に伴う気候変化への適応策のあり方について（答申）および参考資料，
https://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyou/kikouhendou/pdf/toshin.pdf，参照 2014-06-21)
- 阪野弘太郎・杉本宏之・武士俊也・中谷洋明（2008）：流量指標を用いた大規模土砂災害発生ポテンシャル評価の試み-平成 23 年台風 12 号の分析事例-平成 26 年度砂防学会研究会概要集，pp.B-212－213
- 鈴木隆司・内田太郎・田村圭司（2009）：深層崩壊発生斜面の特定に向けた地盤構造調査法，土木技術資料，Vol. 51, No. 7, p. 8－13.
- 鈴木拓郎・堀田紀文・宮本邦明（2009）：非連行型侵食速度式を用いた勾配・流路幅の変化点や砂防ダムにおける土石流の数値シミュレーション，砂防学会誌，Vol. 62, No.3, pp.14－22
- 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘（2000）：土石流から掃流状集合流動に遷移する流れの解析法に関する研究，水工学論文集，第 44 巻，pp. 683－688
- 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘・蜂谷 圭（2002）：土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルの解析，水工学論文集，Vol.46, pp. 667－652
- 高橋 保・中川 一・佐藤広章（1988）：土石流および土砂流扇状地の形成に関する研究，第 32 回水理講演会論文集，土木学会，pp.497－502
- 高橋 保・中川 一（1991）：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，砂防学会誌（新砂防），Vol.44, No.3, pp.12－19
- 高橋 保・里深好文（2002）：石礫型及び乱流型土石流の一般理論とその実用化モデル，砂防学会誌，Vol.55, No.3, pp.33－42
- 武澤永純・内田太郎・鈴木隆司・田村圭司（2009）：鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定，砂防学会誌，Vol.62, No.2, pp. 21－28
- 内田太郎・鈴木隆司・田村圭司（2007）：地質及び隆起量に基づく深層崩壊発生危険地域の抽出，土木技術資料，Vol.49, No.9, pp.32－37
- 内田太郎・西口幸希（2011）：歴史的にみた近年の土砂災害の特徴，砂防学会誌，Vol.64, No.2, pp.58－64
- 横山 修・内田太郎・中野陽子・石塚忠範・笠井美青・鈴木隆司（2012）：レーザー測量データを用いた岩盤クリーブ斜面の表面形状把握，砂防学会誌，Vol.64, No.6, pp.13－24
- 吉野弘祐・高濱淳一郎・水山高久・内田太郎・小川紀一郎（2011）：側岸崩壊を考慮した天然ダム越流侵食過程における二次元シミュレーション，砂防学会誌，Vol.63, No.6, pp.52－58

2. 深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積および粒度分布の実態

2.1 はじめに

前章で述べたとおり、深層崩壊は、時に大規模な土石流を引き起こし、人命や集落に被害を及ぼす場合がある。従って、これらの被害を防止、軽減するため、土石流により被害が生じる可能性のある範囲を推定することは重要である（山田ら, 1998, 水野ら, 2003）。

我が国では、土石流による被害範囲を、地形的特徴や既往実績などから推定する方法が多く用いられている（Uchida, et al., 2009）。例えば、縦断的な溪床勾配は、土石流の堆積範囲を推定する指標としてよく用いられ、これまでの土石流の発生実績より、一般に土石流は溪床勾配が2度や3度から10度の範囲で堆積すると考えられている（国土技術政策総合研究所, 2007 など）。

一方、土石流の堆積範囲や到達距離は、土石流の総量の影響を大きく受けることを示した研究もある（Hsü, 1975; Iverson, 1997; Rickenmann, 1999 など）。これは、深層崩壊に起因して発生するような大規模な土石流の流下・堆積過程は、上で述べた通常の規模の土石流とは異なる特徴を有する可能性を示唆するものである。

そのほか、土石流の被害範囲を数値計算によって推定した既往研究もある。前章で述べたとおり、1980年代以降の研究において、大規模な石礫型土石流中における細粒土砂の挙動は、通常の規模の石礫型土石流中の流砂の挙動とは異なっており、むしろ間隙流体の挙動と同様であるとみなして、土石流の再現性を示した（中川ら, 1998; 江頭ら, 1998 など）。このことは、大規模な土石流を数値計算で扱う際には、土石流の粒度分布が重要な要素であることを示唆するものと考えられる。しかしながら、深層崩壊に起因する大規模な土石流の粒度分布については十分な情報がない。

従って、深層崩壊に起因する土石流の被害範囲の推定には、崩壊土砂量が土石流の侵食過程および堆積過程に及ぼす影響特性や、土石流の粒度分布の特性の把握が重要と考えられる。

土石流の流下・堆積の特性は、現地調査や水路実験によって明らかにされることがある。現地調査は、大きく二つに分類される。ひとつは継続的な現地観測、もうひとつは土石流発生後に行う現地調査である。前者の現地観測は、長野県の焼岳上々堀沢における数々の土石流の継続的観測（諏訪ら, 2009 など）を先駆けとし、今や様々な箇所で土石流の継続的な観測が多く行われてきている（例えば Rickenmann and Zimmermann, 1993; Marchi et al., 2002; McArdell et al., 2007; 武士, 2011 など）。このような観測は、継続的に多量のデータが取得できるものの、近年発生した火山噴火や大規模崩壊、山火事等によって生産された不安定土砂が一旦堆積したエリアでの流域監視として実施することが多いため、短時間で現象が生じることの多い、深層崩壊に起因する土石流に関するデータはあまり多くはない。一方、後者の土石流発生後の現地調査については、深層崩壊に起因する土石流の発生後に実施することにより、土砂量、流速、粒度分布や侵食、堆積域の地形的特徴など、土石流に関する多くの情報を収集することができる（水野ら, 2003; 武澤ら, 2009）。しかし、このような調査に基づく研究報告は、ある特定の流域で、一回または一箇所の深層崩壊に起因して発生した土石流の現象に着目したものがほとんどである。すなわち、このような研究の多くは、近年発生した個々の土石流の特徴を述べるものがほとんどであり、深層崩壊に起因する土石流に共通した特徴を見いだす研究はあまり多くない。

そこで本章では，近年日本で発生した，深層崩壊に起因する土石流 10 事例の既往データを収集するとともに，著者らによるデータ取得も行った。さらに通常の，より規模の小さい土石流等の既往文献の収集も行い，これらのデータを統一した手法で分析した。本章の主な目的は下記の 2 点である。

- ・崩壊土砂量や溪床の縦断勾配と，深層崩壊に起因する土石流の侵食・堆積状況との関係を把握する
- ・深層崩壊に起因する土石流の粒度分布の特徴を把握する

2.2 対象とした土石流

1981年から2008年の間に日本で発生した10事例の深層崩壊を対象とした（表 2-1, 図 2-1）これらの誘因は、降雨、融雪あるいは地震である。地質は、表 2-2 に示したように、溪流によって様々なものであった。10 事例の深層崩壊に起因する土石流発生箇所はいずれも温帯湿潤の気候で、土石流発生前は植生に覆われていた。なお、図 2-1 中に示した番号は、表 2-1, 表 2-2 に示した溪流番号と合致している。

崩壊土砂量は、空隙を含み $1.9 \times 10^4 - 1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ の範囲にあった。Sites 1, 2, 6, 8, 9 の崩壊土砂量は、 $1.9 \times 10^4 - 2.0 \times 10^5 \text{ m}^3$ であり、概ね同等の規模であった。これに対し、その他の崩壊土砂量は $5.0 \times 10^5 - 1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ であり規模は大きく、広く分布していた。ここで、前者を小規模深層崩壊、後者を大規模深層崩壊と呼ぶこととする。

Sites 1, 2, 5, 6, 8, 9, 10 では、崩壊地から土石流の堆積域までの区間に砂防堰堤が存在していた。Site 2 以外の箇所では、砂防堰堤地点の流出土砂量が大きかった、あるいは土石流発生前に既に砂防堰堤の堆砂が進んでいたため、砂防堰堤に到達した土砂のほとんどが下流に流出したと考えられる。Site 2 では、上流から流下した多量の土砂は砂防堰堤で捕捉され、下流の流路工区間への土砂流出はほとんどみられなかった。

表 2-1 対象とした深層崩壊に起因する土石流事例

| 溪流 No. | 溪流名 | 発生年月 | 要因 | 地質 | 砂防堰堤 (有・無) | 崩壊土砂量 (m ³) |
|-----------|---------------|---------|-------|-------------------|---------------|-------------------------|
| 1 | 集川 (熊本県) | 2003年7月 | 降雨 | 安山岩、凝灰角礫岩 | 有 | 43,000 |
| 2 | 船石川 (鹿児島県) | 2007年7月 | 降雨 | 花崗岩 | 有 | 19,000 |
| 3 | 大用知 (徳島県) | 2004年8月 | 降雨 | 緑色岩、石灰岩、チャート、千枚岩 | 無 | 550,000 |
| 4 | 片井野川 (宮崎県) | 2005年9月 | 降雨 | 堆積岩(砂岩・頁岩互層) | 無 | 910,000 |
| 5 | 七瀬谷 (宮崎県) | 2005年9月 | 降雨 | 堆積岩(砂岩・頁岩互層) | 無 | 520,000 |
| 6 | 針原川 (鹿児島県) | 1997年7月 | 降雨 | 安山岩 | 有 | 160,000 |
| 7 | 春日谷 (三重県) | 2004年9月 | 降雨 | チャート、酸性凝灰岩 | 無 | 500,000 |
| 8 | 別当谷 (石川県) | 2004年5月 | 降雨・融雪 | 頁岩砂岩互層 | 有 | 180,000 |
| 9 | 宇原川 (長野県) | 1981年8月 | 降雨 | 凝灰角礫岩、凝灰岩、凝灰質岩、頁岩 | 有 | 32,000 |
| 10 | ドソウ沢 (宮城県) | 2008年6月 | 地震 | 安山岩質溶岩、凝灰岩、溶結凝灰岩 | 有 | 1,500,000 |

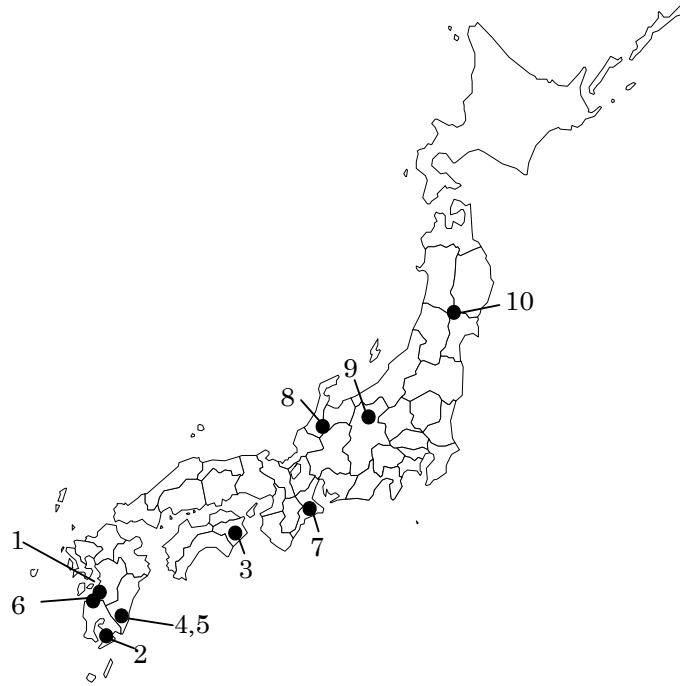


図 2-1 土石流の発生位置

表 2-2 地形データの出典

| 溪流 No. | 地形データ | | 土石流の流下・堆積 に関する参考資料 |
|-----------|----------------------|------------------------|-----------------------|
| | 土石流発生前 | 土石流発生後 | |
| 1 | 地形図 (縮尺 1:5,000) | LiDAR データ (1m メッシュ) | 航空写真 |
| 2 | 地形図 (縮尺 1:10,000) | 現地調査 (40m 間隔) | 文献 (鹿児島県, 2008) |
| 3 | 地形図 (縮尺 1:2,500) | LiDAR データ (1m メッシュ) | 文献 (日浦ら, 2004) |
| 4 | 地形図 (縮尺 1:8,000) | LiDAR データ (2m メッシュ) | 文献 (宮崎県, 2006) |
| 5 | 地形図 (縮尺 1:8,000) | LiDAR データ (2m メッシュ) | 文献 (宮崎県, 2006) |
| 6 | - | 地形図 (縮尺 1:25,000) | 文献 (山田ら, 1998) |
| 7 | - | 地形図 (縮尺 1:25,000) | 航空写真 |
| 8 | - | 地形図 (縮尺 1:10,000) | 文献 (中谷ら, 2005) |
| 9 | - | 地形図 (縮尺 1:25,000) | 文献 (長野県, 1985) |
| 10 | - | 地形図 (縮尺 1:25,000) | 文献 (井良沢ら, 2008) |

2.3 方法

2.3.1 地形

(1) データ

表 2-2 に、本章の解析に用いた地形データの詳細を示す。土石流発生後の地形は、Sites 1, 3, 4, 5 では LiDAR データを用い、Site 2 では鹿児島県が土石流発生後に現地測量した結果を用いた。上記 5 溪流の土石流発生前の地形は、縮尺 1/2,500 から 1/10,000 の地形図を用いた。本章では、この 5 溪流を「重点溪流」と呼ぶこととし、詳細な地形解析を行った。

Sites 6-10 では、土石流発生前の詳細な地形データが得られなかった。これらの土石流発生後の地形は、2007 年から 2011 年に国土地理院により公表された 10 m 地形の数値標高モデル (DEM) を用いた。この 5 溪流を「非重点溪流」と呼ぶこととする。

(2) 地形解析

1) 重点溪流および非重点溪流の地形解析

重点溪流および非重点溪流の地形解析では、まず、土石流の流下・堆積範囲を航空写真や既往文献により把握した (表 2-2)。なお、既往文献に記載された土石流の流下・堆積範囲は、概ね、航空写真あるいは現地調査によって設定されたものである。

次に、土石流の堆積区間の下流端から 50 m, 100 m, 200 m 上流の区間の縦断勾配をそれぞれ算出し、これらを土石流の堆積区間下流端の溪床勾配とした (図 2-2)。この計測は、重点箇所では、土石流発生前の地形データを用い、非重点箇所では土石流発生後の地形データを用いた。さらに、土砂生産源から土石流堆積区間下流端までの水平距離 (L) および鉛直の高度差 (H) も算定した (図 2-2)。

2) 重点溪流のみの地形解析

重点溪流のみの地形解析において、崩壊地末端から土石流堆積区間下流端までの縦断的な溪床勾配および河床変動高を算出した。谷地形を呈している区間では、谷底部の溪床勾配を計測し、扇状地地形の区間では、扇状地上の堆積域の中心部での溪床勾配を算定した。溪床勾配は、50 m 区間、100 m 区間、200 m 区間の勾配をそれぞれ算定した。さらに、堆積区間上流端の溪床勾配を、その上下流を含む約 200 m 区間の勾配として算定した。

河床変動高は、溪床勾配の算定に用いた縦断線上について、土石流発生前後の標高差として算定した。ここで、河床変動高は 50 m 区間、100 m 区間、200 m 区間の移動平均の変動高をそれぞれ求めた。さらに、侵食箇所の水平距離の合計および堆積箇所の水平距離の合計を算定した (以下、それぞれを侵食区間距離、堆積区間距離と呼ぶ)。以上の地形解析における溪床勾配、距離、変動高の算定方法の概念図を、図 2-2 に示す。

次に、侵食区間および堆積区間の土石流流下幅を、航空写真を用いて算定した。ただし、Site1 の侵食区間の土石流流下幅のみ、数値表層モデル (DSM) と数値標高モデル (DEM) の差分により算定した (Nishiguchi et al., 2011)

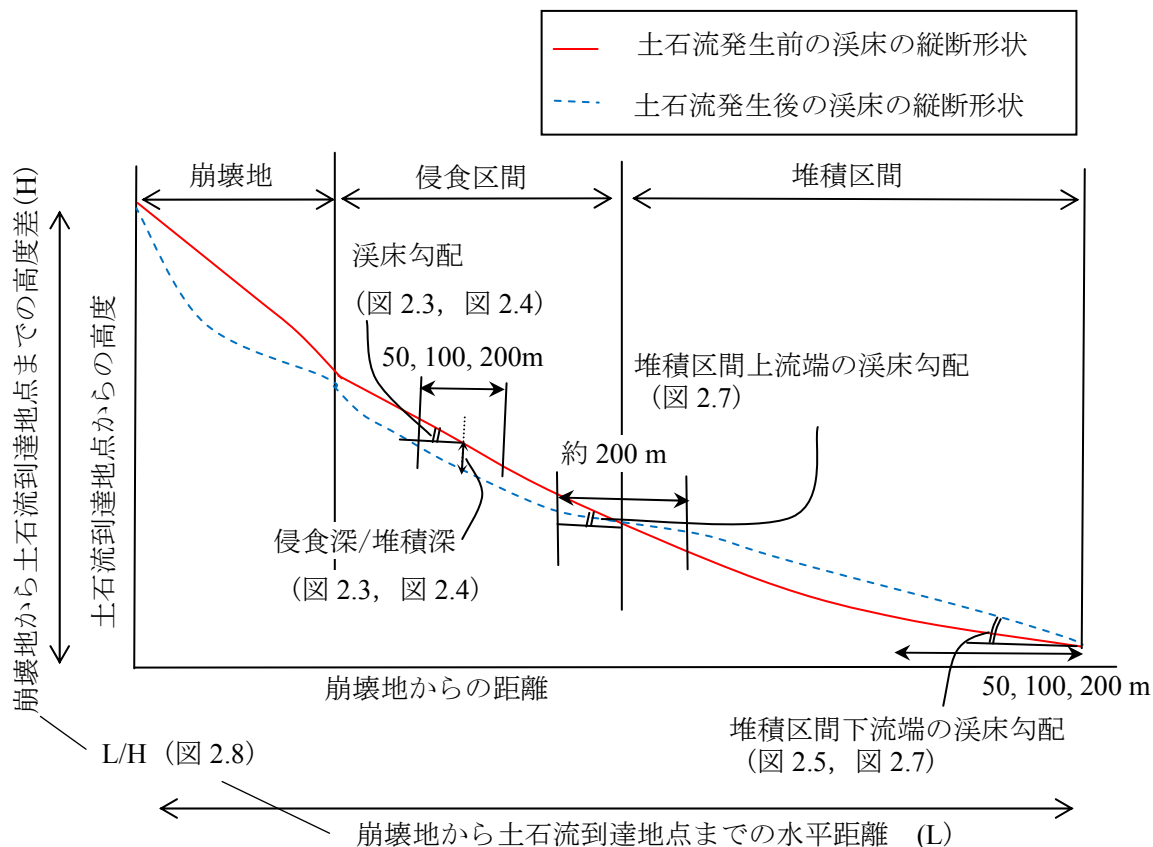


図 2-2 地形解析における溪床勾配，距離，変動高の算定方法

2.3.2 粒度分布

Site 1-4 および 8 の土石流の粒度分布を，細粒土砂の粒度分布や粗粒土砂の粒度分布，これらの中間的な粒径（以降，中間径と呼ぶ）の土砂の粒度分布を用いて把握した（表 2-3）。

細粒土砂の粒度分布はふるい分け試験結果から，中間径の土砂の粒度分布は土石流堆積物が露出している断面の写真判読から，粗粒土砂の粒度分布は，現地の礫径計測または土石流堆積物の写真判読から求めた（表 2-3）。ここで，中間径の粒径の最小値は，土石流堆積物の写真判読可能な粒径とし，最大値は，粗粒土砂の最小粒径よりも大きい粒径とした。また，粒度分布の空間的な変化を十分には考慮できていないが，溪流ごとに数カ所の土石流堆積物の写真を用いることで，平均的な粒度分布を算定した。また，Site3, 4 の土石流堆積物の写真は 2009 年に筆者らが撮影したもの，その他の溪流の土石流堆積物の写真は，既往の災害調査報告書等に収められた既往のデータを用いた。

深層崩壊に起因する土石流の粒度分布は，細粒土砂のふるい分け試験による粒度分布，写真判読による中間径の粒度分布と現地計測の粗粒土砂の粒度分布を，土石流堆積物の写真に占める細粒土砂，中間径の土砂，粗粒土砂の割合で合成することにより得た。粗粒土砂，中間径の土砂，細粒土砂のデータの詳細は表 2-3 に示す。

表 2-3 土石流の粒度分布作成に用いたデータ

| 溪流 | 細粒土砂 | | 中間径の土砂 | | 粗粒土砂 | |
|------|----------|------|------------|----------|----------|------------|
| | 粒径 | 方法 | 粒径 | 方法 | 粒径 | 方法 |
| 集川 | <75 mm | ST*1 | 75-300 mm | IP (1)*2 | >300 mm | FM*3 (100) |
| 船石川 | <53 mm | ST | 53-1000 mm | IP (2) | >1000 mm | IP (26) |
| 片井野川 | <53 mm | ST | 53-300 mm | IP (3) | >300 mm | FM (156) |
| 大用知 | <53 mm | ST | 53-300 mm | IP (4) | >300 mm | FM (101) |
| 七瀬谷 | <37.5 mm | ST | >37.5 mm | IP (3) | - | |

*1 ST は "ふるい分け試験". *2 IP は "堆積物の断面写真判読" で、用いた写真の枚数は () 内に示す。

*3 FM は "現地の礫径計測" 計測した礫の個数は () に示す。

2.3.3 既往データとの比較

本章では、既往のデータとして、①「土木研究所が発行した災害報告資料で、小規模土石流に関するデータ」、②「国土技術政策総合研究所が保有する、表層崩壊に起因する土石流やがけ崩れの災害報告のデータ」、③「千木良（2001）、高橋（2004）がとりまとめた大規模崩壊・土石なだれ・土石流に関するデータ」を用いた。

1) 小規模土石流

小規模土石流は、1982 年の長崎の土砂災害（土木研究所，1984）および 1976 年に発生した小豆島の土石流災害（池谷・水山，1981）に関するデータ，1986 年の京都府南部の土石流災害（水山ら，1988）や 1988 年の広島県北西部地域の土石流災害（水山ら，1989）に関するデータ，および 1972 年から 1977 年に国内で発生した小規模な土石流のデータ（池谷・水山ら，1982）を収集・整理した。長崎で発生した崩壊の崩壊面積は、発生箇所の 94% が $1,500 \text{ m}^2$ 未満であった。また小豆島で発生した土石流については、18 箇所とも土石流の堆積土砂量が $10,000 \text{ m}^3$ 程度未満であった。京都府南部および広島県北西部の土石流の崩壊土砂量は $3,700 \text{ m}^3$ 程度未満であった。池谷・水山ら（1982）が収集した土石流の堆積土砂量は概ね $6,000 \text{ m}^3$ 未満であった。なお、ここに小豆島の土石流に関するデータも含まれている。

2) 表層崩壊に起因する土石流およびがけ崩れ

国土技術政策総合研究所が保有する災害報告に関するデータベースから、2004 年から 2007 年に発生した、表層崩壊に起因する土石流やがけ崩れのデータを収集した。表層崩壊に起因して発生した土石流のなかには、同流域で発生した事例もあったが、本章の目的はある崩壊に起因する土石流が、下流の侵食・堆積に及ぼす影響を把握することであるため、ここでは流域内で 1 箇所の崩壊が発生し、これが土石流となって流下した事例のみを抽出した。その結果、24 事例が該当し、これらの表層崩壊の崩壊土砂量は、 $200 - 28,000 \text{ m}^3$ の範囲にあった。がけ崩れの事例は 52 事例であり、その土砂量は、 $5,500 \text{ m}^3$ 未満であった。

3) 大規模崩壊・土石なだれ・土石流

大規模崩壊・土石なだれ・土石流に関するデータは、大規模崩壊・土石なだれについては奥田ら（1985）のデータを用いた千木良（2001）のデータおよび高橋（2004）のデータ、土石流については高橋（2004）のデータを用いた。奥田ら（1985）の崩壊土砂量は、 $0.1 \times 10^6 - 3,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ で、千木良（2001）および高橋（2004）の崩壊土砂量は、 $0.6 \times 10^6 - 2.0 \times 10^{10} \text{ m}^3$ の範囲にあった。

2.3.4 方法

表 2-4 に示す(2)「小規模土石流」について、堆積区間の下流端や堆積区間の上流端の溪床勾配に関する情報を収集した。(3)「表層崩壊に起因する土石流およびがけ崩れ（2004－2007 年）」は地形図より、(4)「大規模崩壊・土石なだれ・土石流」は既往データより、崩壊跡地や堆積域を含む、崩壊地から堆積区間の下流端までの水平距離（H）および高度差（L）（図 2-2）を求めた。

表 2-4 地形解析の事例数

| | 事例数 | 溪床勾配 | | | 距離 |
|---|-----|--|-------------------------|-------------------|---|
| | | 崩壊地下流端から 土石流到達地点ま での区間 (図2.3, 図2.4) | 堆積区間下流端 (図2.5, 図2.7) | 堆積区間上流端 (図2.7) | 崩壊地から土石流到 達地点までの水平距 離および高度差 (図2.8) |
| (1) 深層崩壊に起因する土石流 (1981-2008年) | 10 | | | | |
| 重点箇所の土石流 | | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 非重点箇所の土石流 | | | 5 | | 5 |
| (2) 小規模土石流 | | | | | |
| 長崎の土砂災害(1982年) | 379 | | 379 | 377 | |
| 小豆島の土石流(1976年) | 21 | | 21 | | |
| 京都府南部土石流(1986年)および 広島県北西部地域土石流(1988年) | 8 | | 8 | 8 | |
| 池谷・水山(1982)の土石流(1972-1977年) | 196 | | 196 | | |
| (3) 表層崩壊に起因する土石流およびがけ 崩れ(2004-2007年) | | | | | 76 |
| (4) 大規模崩壊・土石なだれ・土石流 | | | | | 52 |

2.4 結果

2.4.1 侵食区間および堆積区間の地形

Site1,2,3,5 では、崩壊地直下の溪床勾配が 15 度以上であるのに対して、Site4 の崩壊地直下の溪床勾配は 10 度程度と比較的小さかった（図 2-3）。崩壊地直下の溪床勾配が急な 4 事例では、全てに侵食区間がみられ、侵食区間距離は 200–700 m であった。侵食区間距離と、深層崩壊の規模の大小によって明瞭な相関はみられなかった。一方、崩壊地直下の勾配が比較的緩かった Site4 では、崩壊地の直下から堆積が生じ、侵食区間はみられなかった。全事例の堆積区間距離は、事例によって大きくばらつき、約 300–3,600 m の範囲にあった。小規模深層崩壊の堆積区間距離（300 m および 900 m）は、大規模深層崩壊の堆積区間距離（900 m, 1,300 m, 3,600 m）よりも短い傾向にある。

土石流の流下幅は、上流から下流までで 20–120 m の範囲にあった（図 2-3）。侵食区間と堆積区間とで流下幅に明瞭な違いはみられず、また、大規模深層崩壊に起因する土石流と小規模深層崩壊に起因する土石流との流下幅に明瞭な違いはみられなかった。

2.4.2 侵食深と堆積深

重点溪流について、溪床勾配と侵食深・堆積深の関係を図 2-4 に示す。

小規模深層崩壊に起因する土石流の最大侵食深は 5 m 程度、最大堆積深は 4–6 m であった。堆積深が最大となる箇所は、溪床勾配が概ね 5 度の地点であった。溪床勾配が 5 度以上の区間では侵食が生じる場合や堆積が生じる場合があったが、勾配が緩くなるにつれて最大侵食深は小さくなった。溪床勾配が 5 度未満の区間では、顕著な侵食はみられず、最大堆積深は溪床勾配が緩くなるにつれて小さくなった。

大規模深層崩壊に起因する土石流の最大侵食深は、勾配算定の区間距離によって異なるが 1–7 m の範囲にあり、最大堆積深は 10–18 m の範囲にあった。堆積深が最大の地点は、5 度から 13 度付近の地点であった。溪床勾配が 5 度以上の区間では、侵食が生じる場合や堆積が生じる場合があったが、小規模深層崩壊に起因する土石流と同様、勾配が緩くなるにつれて最大侵食深は小さくなった。溪床勾配が 5 度未満の区間についても小規模深層崩壊に起因する土石流と同様、Site5 を除くと顕著な侵食は生じていない。堆積深と 50 m 区間での溪床勾配とには相関はあまりみられず、100 m 区間や 200 m 区間での溪床勾配としても相関は明瞭ではないが、最大堆積深に着目すると、小規模深層崩壊に起因する土石流と同様、溪床勾配が緩くなるにつれて最大堆積深が小さくなる傾向にあった。

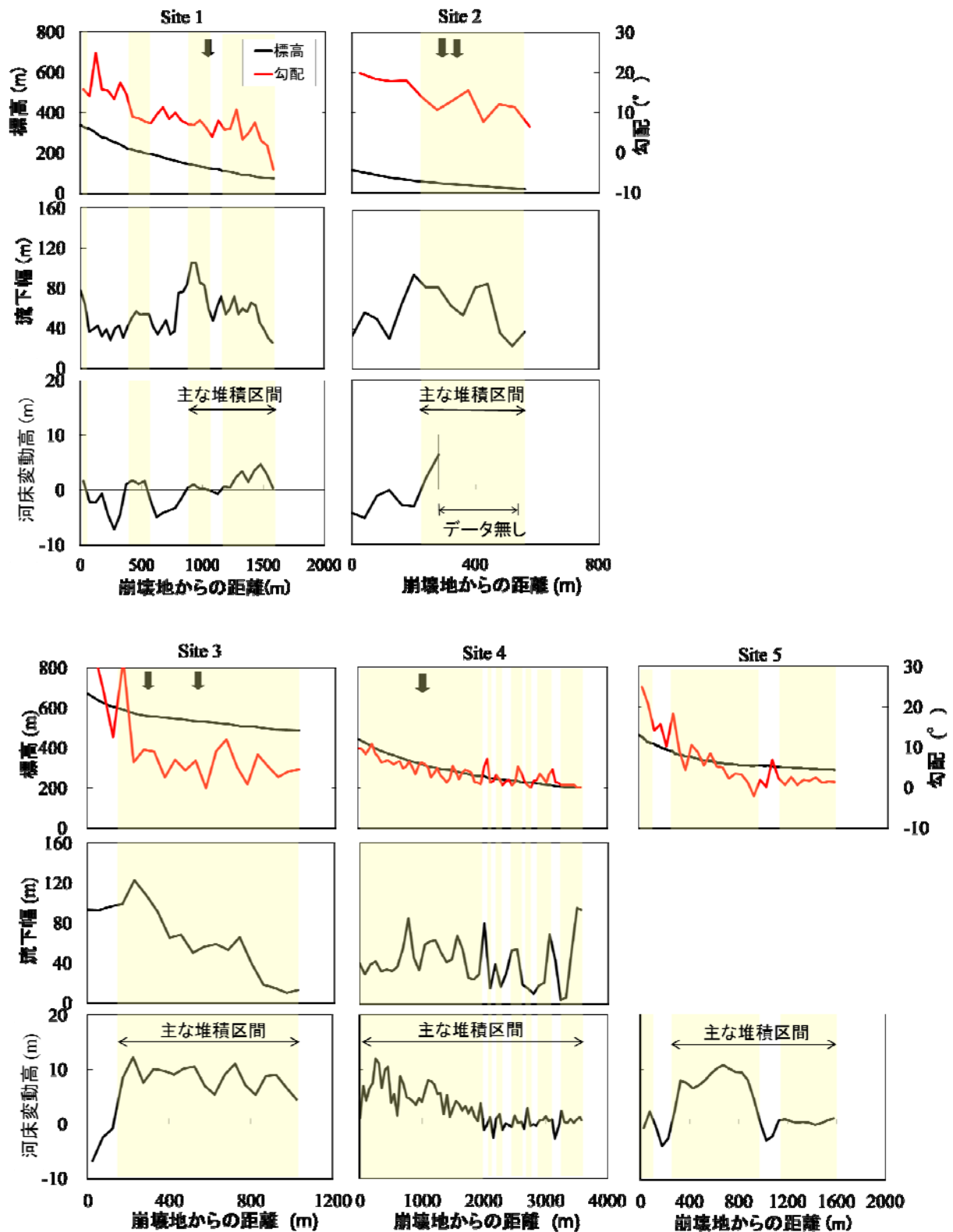


図 2-3 土石流発生前の縦断形状，土石流の流下幅および土石流発生前後の河床変動高

※上図は小規模な深層崩壊（崩壊土砂量は $2.0 \times 10^5 \text{ m}^3$ 未満）に起因する土石流，下図は大規模な深層崩壊（崩壊土砂量は $5.0 \times 10^5 \text{ m}^3$ 以上）に起因する土石流である。各図の横軸の 0 は、崩壊地跡地の末端の位置である。溪床勾配は 50 m 区間の平均勾配で示し、黄塗りした部分は堆積箇所を示している。また黒塗の矢印は、粒度分布の算定に用いた土石流堆積物の断面写真の位置である。

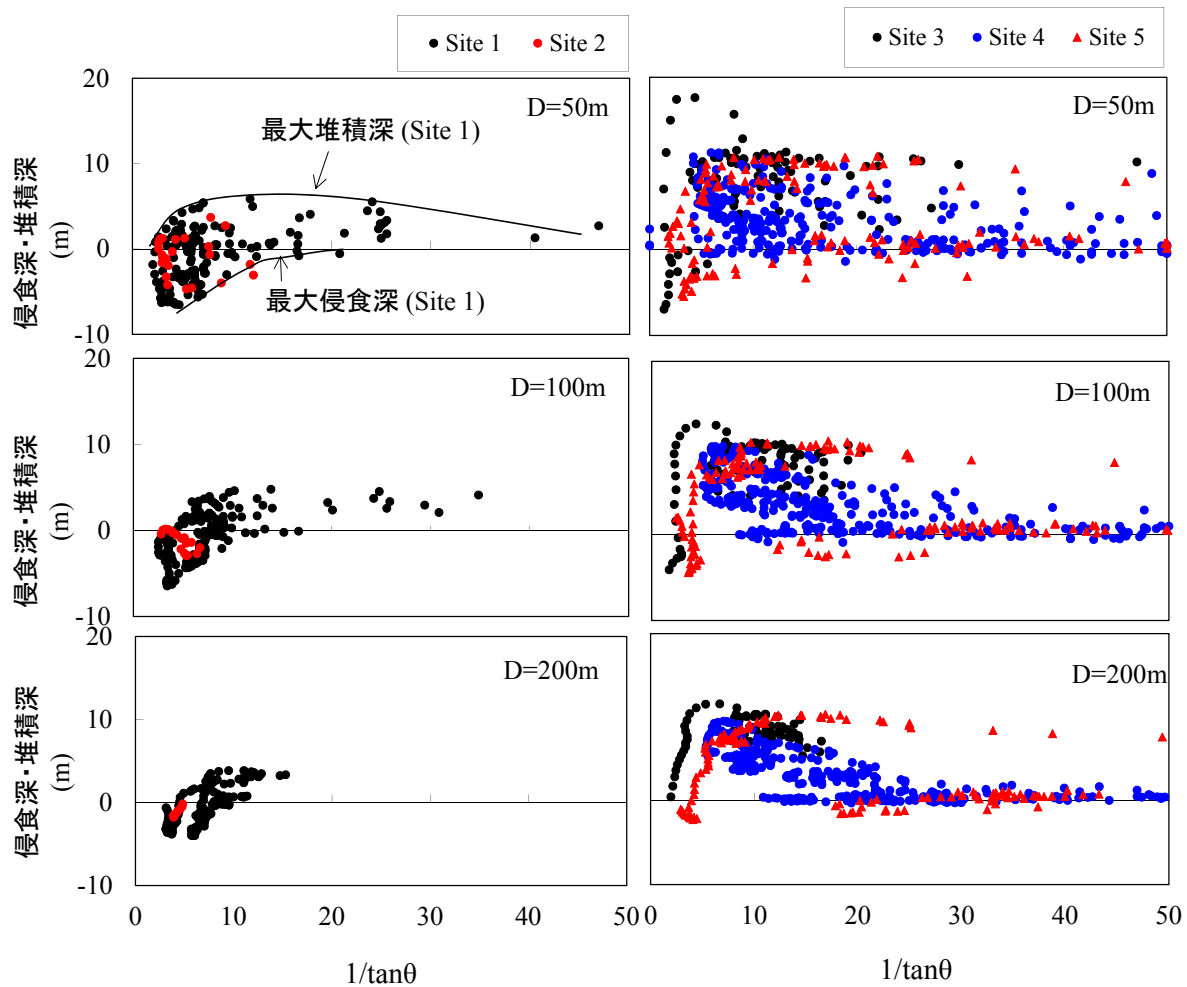


図 2-4 溪床勾配と侵食深・堆積深の関係

※左図は小規模深層崩壊に起因する土石流，右図は，大規模深層崩壊に起因する土石流である。図中 "D" は，溪床勾配の算定に用いた区間距離である。

2.4.3 堆積区間下流端の溪床勾配

深層崩壊に起因する土石流の堆積区間下流端の溪床勾配は 8 度未満であった（図 2-5）。ただし、Site2 には砂防堰堤や流路工が配置されており、土石流の堆積位置はこれらの施設の影響を受けたものと考えられる。Site2 を除くと、堆積区間下流端から 50 m 区間の溪床勾配は、67 % の事例が 2 度未満であった。100 m 区間および 200 m 区間の溪床勾配でみると、それぞれ 56 %、33 % の事例で、堆積区間下流端の勾配が 2 度未満であった。

Site2 を除く小規模深層崩壊に起因する土石流に着目すると、堆積区間下流端から 50 m 区間の溪床勾配は、0–2 度であったのに対し、200 m 区間の溪床勾配は、2–4 度の範囲にあった。

大規模深層崩壊に起因する土石流については、堆積区間下流端から 50, 100, 200 m 区間の溪床勾配は 0–5 度、0–4 度、0–4 度の範囲にあった。また、50, 100, 200 m の区間距離に関わらず、50 % の事例は、堆積区間下流端の溪床勾配が 2 度未満であった。特に、小規模深層崩壊に起因する土石流の堆積区間下流端から 200 m 区間の溪床勾配は 2 度より大きかったのに対して、大規模深層崩壊に起因する土石流の堆積区間下流端から 200 m 区間の溪床勾配は、約半数の事例で 2 度未満であることが特徴的である（図 2-5）。

2.4.4 土石流の粒度分布

深層崩壊に起因する土石流の各事例の最大粒径は、約 1,000–4,000 mm の範囲にあった。最小粒径は、いずれも約 0.01 mm のオーダーであり、最小粒径と最大粒径では 8 オーダー（図 2-6）の違いがあった。局所的な粒径の偏りはあまりみられず、粒径 10 mm および 0.075 mm の全粒径に対する重量百分率は、それぞれ 30–40 % および 5–20 % であった。粒径の幅が広く、偏りの少ない粒度分布の傾向は、深層崩壊の規模に関わらず（小規模深層崩壊に起因する土石流（Site 1, 2, 8）および大規模深層崩壊に起因する土石流（Site 3, 4）ともに）同様であった。ただし、中央粒径については、溪流によって 1 オーダーもの違いがみられた。

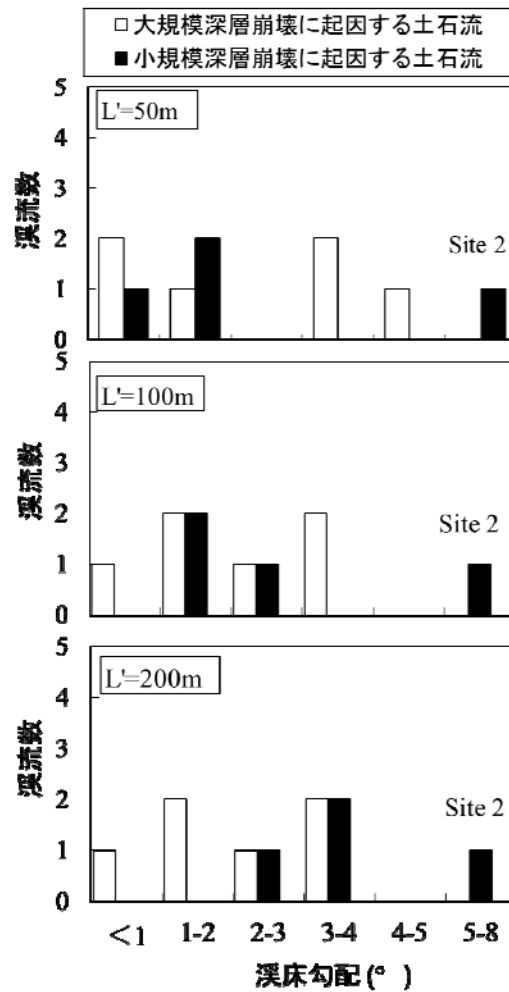


図 2-5 深層崩壊に起因する土石流の堆積区間下流端の溪床勾配

※L' は溪床勾配算定の区間距離。Site2 の堆積区間の下流端の溪床勾配は、砂防堰堤による土石流捕捉の影響を受けたものである。

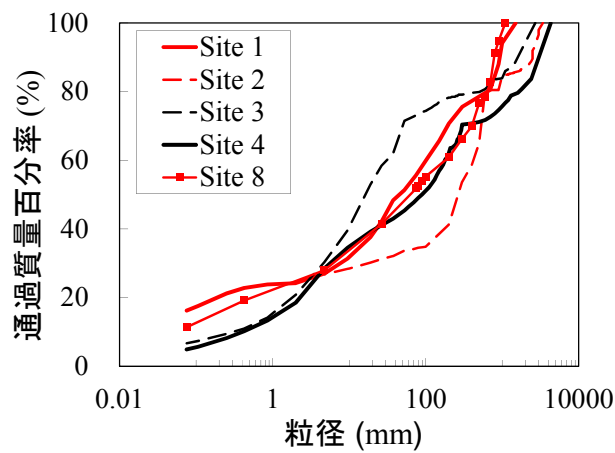


図 2-6 深層崩壊に起因する土石流の粒度分布

※小規模深層崩壊に起因する土石流を赤の線，大規模深層崩壊に起因する土石流を黒の線で示した。

2.5 深層崩壊に起因する土石流と、小規模な土石流、がけ崩れ、大規模崩壊・土石なだれ・土石流との比較

深層崩壊に起因する土石流の堆積区間下流端の溪床勾配は、小規模土石流（長崎の土石流、小豆島の土石流、京都府および広島県の土石流、国内（1972–1977 年）の土石流）の堆積区間下流端の溪床勾配よりも緩い傾向にあった（図 2-7）。小規模土石流の大半は、堆積区間下流端の溪床勾配が 2 度以上であったのに対し、深層崩壊に起因する土石流の半分は 2 度未満であった。

一方、土石流の堆積区間上流端の溪床勾配は、小規模土石流と深層崩壊に起因する土石流とにあまり差異がみられず、崩壊土砂量の規模に関わらず約 80 %の事例で堆積区間上流端の溪床勾配が 5–15 度の範囲にあった（図 2-7）。

以上の結果は、侵食区間の最小勾配は崩壊土砂量の影響をあまり受けないことを示した図 2-3 や、堆積区間下流端の溪床勾配は、崩壊土砂量が大きいほど小さくなることを示した図 2-5 の結果とも合致する。すなわち、堆積区間上流端（侵食区間から堆積区間に移行する地点）は、崩壊規模や土石流の規模によらないものの、土石流の到達地点は、崩壊規模の大きい土石流のほうが、より下流の、勾配が緩い地点まで到達することが分かった。

本章で収集した全データより、崩壊土砂が $1.0 \times 10^2 - 2.0 \times 10^{10} \text{ m}^3$ 程度未満の等価摩擦係数 (H/L) は概ね 0.04 から 1.0 程度の範囲にあった（図 2-8）。また全体的な傾向は、Hsü (1975) や奥田ら (1985)、Iverson (1997) が示したように、崩壊土砂量の増加に従って H/L は減少した。深層崩壊に起因する土石流の等価摩擦係数は 0.11 から 0.35 の間にあった。これは、表層崩壊に起因する土石流と同等またはやや小さく、高橋 (2004) の土石流と同等またはやや大きい。また、千木良 (2001) や高橋 (2004) が示した大規模崩壊・土石なだれと概ね同等であった（図 2-8）。大規模崩壊・土石なだれの規模は、本研究で挙げた深層崩壊規模の 1~4 オーダーも大きいことから、深層崩壊に起因する土石流の等価摩擦係数は、同規模の大規模崩壊・土石なだれの等価摩擦係数よりも小さいことを示している。

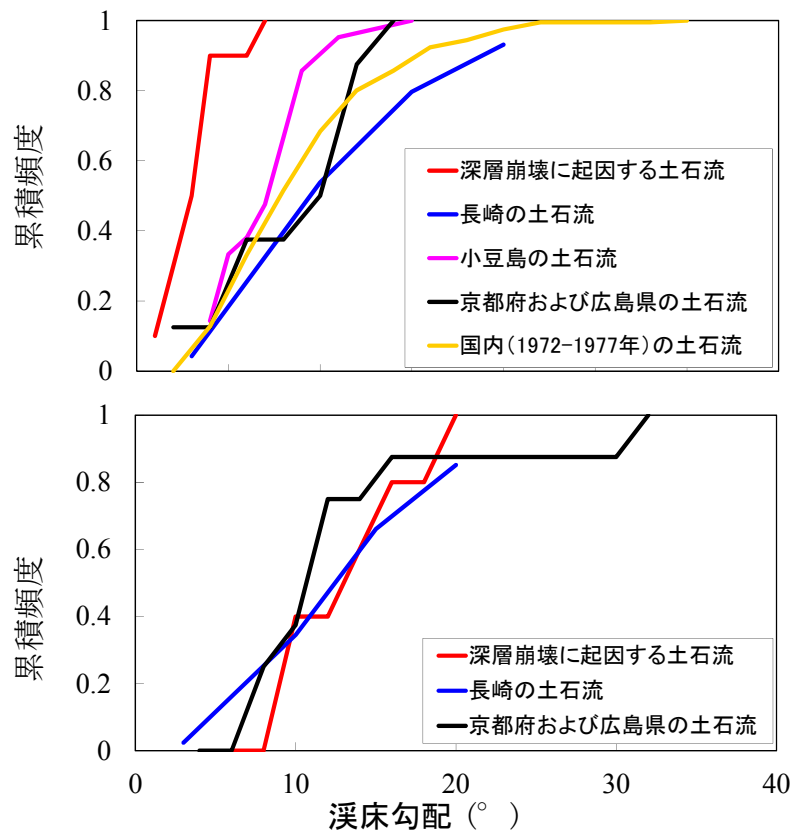
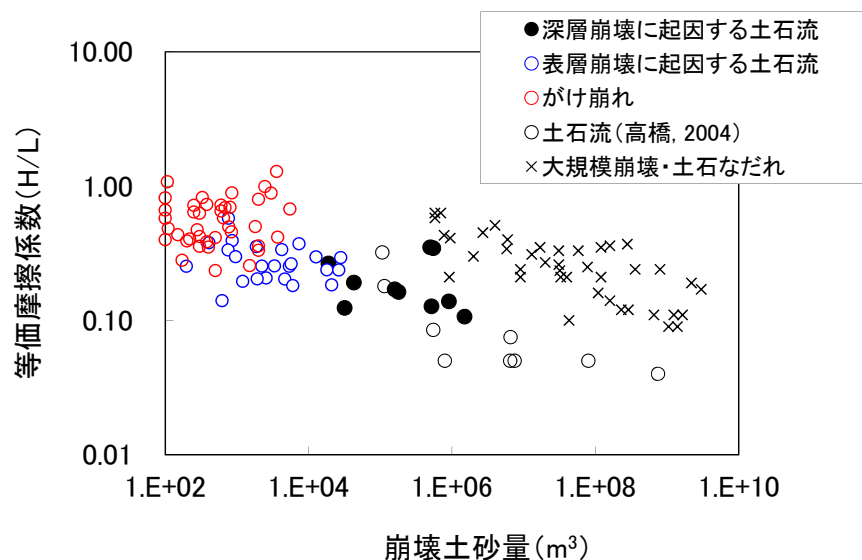


図 2-7 土石流の堆積区間下流端の溪床勾配（上図）と堆積区間上流端の溪床勾配（下図）

※「深層崩壊に起因する土石流」，「長崎の土石流」，「小豆島の土石流」，「京都府および広島県の土石流」，「国内（1972－1977）の土石流」の溪床勾配算定の区間距離はそれぞれ 200 m，0－1,000 m，0－500 m，90－390 m，0－1,000 m である。



高橋（2004）に加筆

図 2-8 深層崩壊に起因する土石流，表層崩壊に起因する土石流，がけ崩れ，大規模崩壊・土石なだれの崩壊土砂量と等価摩擦係数(H/L)の関係

2.6 まとめ

近年発生した深層崩壊に起因する土石流の 10 事例に着目し、侵食区間や堆積区間の地形的特徴や土石流の粒度分布に関する既往の情報を収集するとともに、本研究においても机上検討や調査等によって新たにデータを取得した。

また、小規模土石流や表層崩壊に起因する土石流、がけ崩れ、大規模崩壊・土石なだれ等の事例についても地形的特徴に関する既往データを収集し、深層崩壊に起因する土石流との比較を行った。

さらに、地形あるいは土石流や崩壊の規模が、土石流の侵食・堆積過程や土石流の流下距離、崩壊地から土石流到達地点までの高度差と水平距離の比（等価摩擦係数）、土石流の粒度分布に及ぼす影響について検討した。以下に結果を示す。

(1) 侵食区間の溪床勾配

深層崩壊に起因する土石流によって溪床の侵食が生じる箇所は、溪床勾配が 5 度以上の箇所であった。侵食が生じる最小の溪床勾配（5 度程度）と深層崩壊の崩壊規模とはあまり相関がなかった。

(2) 堆積区間の溪床勾配

深層崩壊に起因する土石流の堆積は、溪床勾配が 1–15 度の範囲で生じた。土石流堆積区間下流端の溪床勾配は、深層崩壊の規模が大きいほど小さい傾向があった。小規模土石流（崩壊面積が約 1,500 m² 未満や崩壊土砂量が約 10,000 m³ 未満）のほとんどの事例において、堆積区間下流端の溪床勾配は 2 度より急であったのに対し、本研究で対象とした深層崩壊に起因する土石流（空隙を含む崩壊土砂量が $1.9 \times 10^4 - 1.5 \times 10^6$ m³）では、半数以上で堆積区間下流端の勾配が 2 度未満であった。

(3) 侵食深・堆積深

深層崩壊に起因する土石流の最大侵食深は、1–7 m であり、崩壊規模とはあまり相関はみられなかった。最大堆積深については、深層崩壊の崩壊規模が小さい（崩壊土砂量： $1.9 \times 10^4 - 2.0 \times 10^5$ m³）土石流では 4–6 m、崩壊規模の大きい（崩壊土砂量： $5.0 \times 10^5 - 1.5 \times 10^6$ m³）土石流は 10–18 m であり、崩壊規模が大きいほど堆積深が大きくなる傾向がみられた。

(4) 等価摩擦係数

深層崩壊に起因する土石流の等価摩擦係数は、0.11–0.35 の範囲にあり、土砂量が大きいほど小さくなる傾向にあった。表層崩壊に起因する土石流の値と比べて同等または小さく、土砂量が 1–4 オーダー大きい大規模崩壊・土石なだれとは概ね同等の値であった。

(5) 土石流の粒度分布

深層崩壊に起因する土石流は、本研究で対象とした範囲（空隙を含んだ崩壊土砂量が $1.9 \times 10^4 - 1.5 \times 10^6$ m³ の範囲）では崩壊規模に関わらず、いずれも 8 オーダー程度の幅のある粒径から構成されていた。

引用文献

- 芦田和男・江頭進治(1985):長野県西部地震による御岳くずれの挙動, 京都大学防災研究所年報, Vol.28, B-2, pp. 263-281
- 千木良雅弘(2001):大規模崩壊, 防災学ハンドブック, 京都大学防災研究所, pp. 190-191
- 土木研究所(1984):昭和57年7月長崎豪雨による土砂災害調査報告, 土木研究所資料, No. 2107, 46pp.
- 江頭進治・本田尚正・宮本邦明(1998):姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション:水工学論文集, Vol.42, pp. 919-924
- 日浦啓全・海堀正博・末峯 章・里深好文・堤 大三(2004):2004年台風10号豪雨による徳島県木沢村と上那賀町における土砂災害緊急調査報告(速報), 砂防学会誌, Vol.57, No.4, pp. 39-47
- Hsü, K. (1975): Catastrophic debris streams (sturzstorms) generated by rockfalls, Geological Society of America, Bulletin 86, pp. 129-140
- Ikeya, H. (1981): A method of designation for area in danger of debris flow, Erosion and Sediment Transport in Pacific Rim Steeplands. I.A.H.S. publ. No.132, pp. 576-578
- 池谷 浩・水山高久(1982):土石流の流動と堆積に関する研究, 土木研究所報告, No. 157, pp. 89-153
- 井良沢道也・牛山素行・川邊 洋・藤田正治・里深好文・檜垣大助・内田太郎・池田暁彦(2008):平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震により発生した土砂災害について, 砂防学会誌, Vol.61, No.3, pp. 37-46
- Iverson, R.M. (1997): The physics of debris flows, Reviews of Geophysics, Vol. 35, No. 3, pp. 245-295
- 国土技術政策総合研究所(2007):砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 国土技術政策総合研究所資料, No. 364, 74 pp.
- 熊本県(2004):平成15年度 集川災害関連緊急砂防復旧の詳細検討業務委託 報告書, 257pp.
- McArdell, B., Bartelt, P., and Kowalski, J. (2007): Field observations of basal forces and fluid pore pressure in a debris flow. Geophys. Res. Lett., No. 34, L07406, doi:10.1029/2006GL029183.
- 宮崎県(2006):鰐塚山山系土砂災害対策検討委員会報告書, 69pp.
- Marchi, L., Arattano, M., and Deganutti, M. (2002): Ten years of debris-flow monitoring in the Moscardo Torrent (Italian Alps), Geomorphology, Vol. 46, pp. 1-17
- 水野秀明・杉浦信男・寺田秀樹・内田太郎・原楨利幸・曾我部匡敏・桜井 亘・西本晴男・小山内信智・武澤永純・土井康弘(2003):2003年7月の梅雨前線豪雨によって発生した九州地方の土石流災害(速報), 砂防学会誌, Vol.56, No.3, pp. 36-43
- 水山高久・福本晃久・原 義文(1988):昭和61年7月京都府南部土石流災害調査報告, 土木研究所資料, No. 2543, 83pp.
- 水山高久・石川芳治・栗原淳一・鈴木浩之(1989):昭和63年7月広島県北西部地域土石流災害調査報告書, 土木研究所資料, No. 2704, 95 pp.
- 中谷洋明・前田健一・菅井径世・筒井胤雄・杉井大輔(2005):急勾配区間での土石流に関する運動学的特性の再現手法について, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 4, pp. 35-40
- 中川 一・高橋 保・里深好文・立川康人・市川 温・吉田義則・中村行雄(1998):平成9年鹿児島県出水市針原川で発生した土石流災害について, 京都大学防災研究所年報, Vol.41, B-2, pp. 287-298

- 長野県（1985）：宇原川激特砂防計画（昭和56年台風15号による災害），108 pp.
- Nishiguchi, Y., Uchida, T., Tamura, K., and Satofuka, Y. (2011): Prediction of run-out process for a debris flow triggered by a deep rapid landslide, Proceedings of 5th Debris Flow Hazard Mitigation Conference, pp. 477–485
- 奥田節夫・奥西一夫・諏訪 浩・横山康二・吉岡龍馬（1985）：1984年御岳山岩屑なだれの流動状況の復元と流動形態に関する考察，京都大学防災研究所年報，28 号B-1，pp. 491-504
- Rickenmann, D. (1999): Empirical relationships for debris flows, Natural Hazards, Vol. 19, pp. 47–77
- Rickenmann, D. and Zimmermann, M. (1993): The 1987 debris flow in Switzerland: Documentation and analysis, Geomorphology, Vol. 8, pp. 175–189
- Staron, L. and Lajeunesse, E. (2009): Understanding how volume affects the mobility of dry debris flows, Geophysical Research Letters, No. 36, L12402
- Suwa, H., Okano, K., and Kanno, T. (2009): Behavior of debris flows monitored on test slopes of Kamikamihorizawa Creek, Mount Yakedake, Japan, Int. J. Erosion Control Engineering, Vol. 2, No. 2, pp. 33–45
- 高橋 保（2004）：土石流の機構と対策，近未来社，432pp.
- 武澤永純・内田太郎・鈴木隆司・田村圭司（2009）：鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定，砂防学会誌，Vol.62，No.2，pp. 21–28
- Takeshi, T. (2011): Evolution of debris-flow monitoring methods on Sakurajima, Int. J. Erosion Cont. Eng., Vol. 4, pp. 21–31
- Uchida, T., Nishimoto, H., Osanai, N., and Shimizu, T. (2009): Countermeasures for sediment-related disasters in Japan using hazard maps, Int. J. Erosion Cont. Eng., Vol. 2, pp. 46–53
- 山本悟司・石川芳治・三好岩生・水原邦夫（1999）：蒲原沢，針原川，八幡平で発生した土石流の土質特性と流動性，砂防学会誌，Vol.51，No.5，pp. 28–34
- 山田 孝・南 哲行・小山内信智・水野秀明（1998）：1997年7月10日に鹿児島県針原川で深層崩壊に起因して発生した土石流の流下・堆積実態，砂防学会誌，Vol.51，No.1，pp. 46–54

3. 深層崩壊に起因する土石流の流下・堆積に関する数値シミュレーション手法の開発

3.1 はじめに

深層崩壊に起因する土石流の実態の把握・解明に関する研究は、数多く行われてきた（例えば、中川ら，1998；山田ら，1998；水野ら，2003；高岡ら，2006；武澤ら，2009）。これらの調査結果から、深層崩壊に起因する土石流の特徴として、以下のようなことが明らかにされてきている。

1. ピーク流量，流速，流動深などの規模が非常に大きい（例えば，武澤ら，2009）。
2. 表層土のみならず，風化した岩盤も土石の生産源となるため，表層土を構成していた細粒の土砂から，風化した岩盤を構成していた巨礫，岩塊まで，幅の広い粒度分布を持つことがある（例えば，水野ら，2003）。

また，土石流の流動機構については，現地調査に加えて，数多くの理論的，実験的研究が行われてきており，様々な理論が展開されてきた（例えば，伊藤・江頭，1998；高濱ら，2000）。このうち，石礫型土石流については多くの研究が行われるとともに，各種の数値シミュレーションモデルが構築され（例えば，水山ら，1987；O'Brien et al., 1993；Iverson and Denlinger, 2001；伊藤・宮本，2002；高濱ら，2002；高橋，2004；Rickenmann et al., 2006；和田ら，2008；鈴木ら，2009），深層崩壊に起因する土石流についても適用されてきた。

一方，深層崩壊起因の土石流の特徴として上記の1で挙げた流動深が大きいことは，土石流の相対水深が大きい可能性があることを示している。1章で述べたように，相対水深が大きくなると，土石流は，流れ全体が乱流状態に移行しなくても，土石のうち細粒分だけは間隙水と一体となって，層流状態から乱流状態となって移動するいわゆるフェーズシフトが生じる可能性が指摘されている（例えば，芦田ら，1985；高橋ら，1990；江頭ら，1994；Hotta et al., 2013）。従って，深層崩壊に起因する土石流のように構成する土石の粒径の幅が広く流動深が大きい流れでは，乱れの程度の大きい間隙水と比較的多くの土砂が一体となって流下している可能性があることが考えられる。

また，平野ら（1991）は，細粒土砂が間隙水と一体となって流下することが，土石流の流動特性に大きく影響を及ぼすことを実験より明らかにした。さらに，伊藤ら（2000）は，数値実験により間隙流体の特性が土石流の流動特性に強く影響することが明らかにした。これらのことは，深層崩壊に起因する土石流では，細粒土砂が間隙水と一体となる流れを考慮する必要性を示唆している。

土石流を構成する土石のうち，一部（細粒土砂）が間隙流体に取り込まれると考えた場合，間隙流体の密度の増加に併せて，土砂濃度の減少，代表粒径の増大が生じるはずである。しかし，これまで適用されてきた数値シミュレーションでは細粒土砂が間隙流体に取り込まれた際の土砂濃度の減少，代表粒径の増大が十分に考慮されていない場合が多い。さらに，既往の研究では，数値シミュレーションにより比較的良好な再現結果が得られた場合であっても，現場の情報が不足しており，詳細な現場調査に基づく土石流に関する数値シミュレーションの検証が必要である

と結論づけられている場合が多い（例えば，江頭ら，1998；中川ら，1998）。

そこで，本研究では，細粒土砂を間隙流体の一部として取り扱う土石流の数値シミュレーションを提案し，2003 年熊本県水俣市における深層崩壊に起因する土石流に適用した。適用にあたって，間隙流体に取り込まれる土石の最大粒径を新たに定義し，間隙流体の密度の増加，土砂濃度の減少，代表粒径の増大の関係を定式化した。さらに，本研究では，2003 年熊本県水俣市における土石流について，新たに詳細なデータを取得し，できるだけ土石流の数値シミュレーションに必要な情報を集めた。その上で，十分な調査結果が得られない情報については，その不確実性を考慮し，複数のケースの計算を行うこととした。

3.2 計算モデル

3.2.1 計算モデルの概要

石礫型土石流は、比較的整然とした層流状態の移動により、流れの骨格を形成している土石と土石の間隙を埋める間隙水とに分けて取り扱われ、モデル化されてきた（図 3-1 (a)）（高橋，2004）。本研究では、土石流中に含まれる土石を粒径により粗粒土砂と細粒土砂の 2 つに分類し、粗粒土砂とは、従来のモデル同様、土石流中において層流状態で流れの骨格を形成する土石のこととするのに対し、細粒土砂は間隙水と一体となって間隙流体を構成する土石のこととする（図 3-1 (b)）。またここでは、土石の粒径によって流れの中での振舞いが決まると仮定し、粗粒土砂と細粒土砂の境界となる粒径を D_c とした（図 3-2）。土石流中の層流状態で骨格を形成する土石の濃度（以下、単に「土砂濃度」）（ C_d ），土石流の間隙流体の密度（ ρ ）および層流状態で骨格を形成する土石の代表粒径（ d_c ）は、土石の粒度分布と D_c を用いて、それぞれ、式 3.1–3.3 のように表される。

$$C_d = (1 - w_d)(1 - P(D_c)) \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\rho = \frac{w_d \rho_w + (1 - w_d) \sigma P(D_c)}{w_d + (1 - w_d) P(D_c)} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$d_c = d(D_c) \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 $P(D_c)$ は全土石に占める粒径が D_c 以下の土石の割合、 w_d は土石流中の清水の割合、 σ 、 ρ_w はそれぞれ土石、清水の密度、 $d(D_c)$ は粒径 D_c 以上の土石の平均粒径である。本研究では、土石流中の土砂濃度および土石流の間隙流体の密度は時空間的に変化するが、 D_c および $P(D_c)$ は時空間的に一定とした。すなわち、土石の代表粒径は時空間的に変化しないとした。

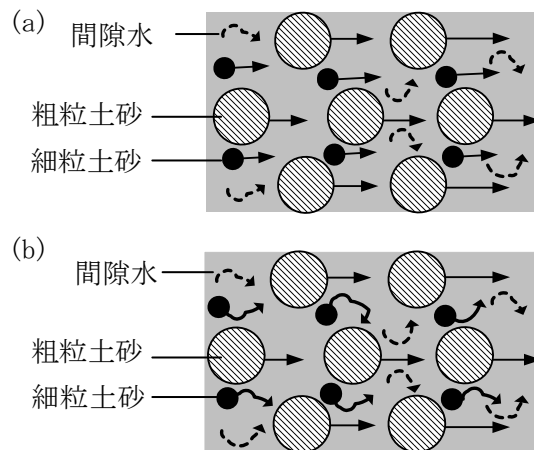


図 3-1 石礫型土石流の概念図

- (a) 土石は全て層流状態で移動
- (b) 土石の一部（細粒土砂）は間隙水と一体となって移動

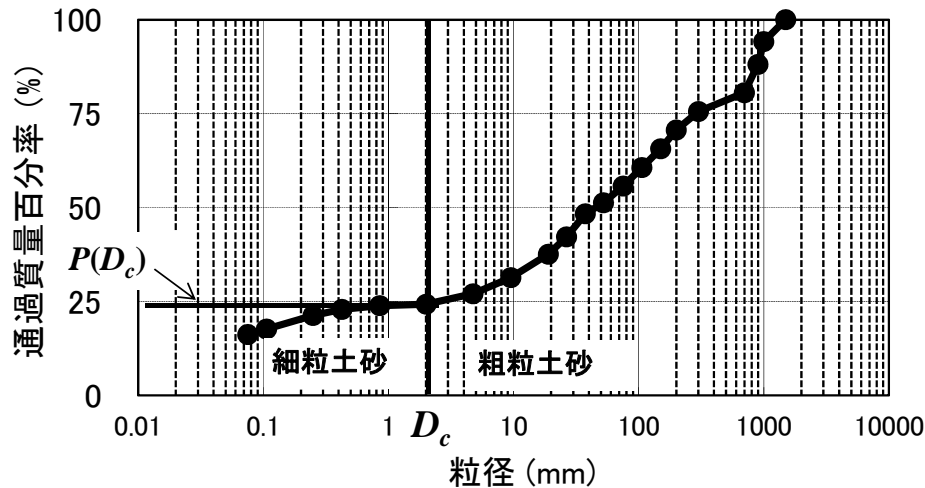


図 3-2 D_c の定義図

さらに、河床の移動可能層における土石の容積濃度は粗粒土砂および細粒土砂を含む土石の容積濃度であるが、侵食後、侵食された土石のうち、細粒土砂は間隙流体の一部となって移動すると仮定した。また、土石流中の土石が堆積する際には、堆積後の河床の土石の粗粒土砂の割合は初期の河床の移動可能層における粗粒土砂の割合に等しいと仮定した。

3.2.2 計算モデルの支配方程式

本研究では、Kanako (Nakatani et al., 2008) の土石流計算プログラムの支配方程式をベースとした 1 次元の数値計算モデルを用いた。ここに本モデルの支配方程式を示す。なお、Kanako は石礫型土石流から掃流状集合流動、掃流砂までの土砂移動形態に対して適用可能なプログラムで、運動方程式、流れの連続式、河床変動の式、侵食(堆積)速度式、河床のせん断応力、平衡濃度の式は、高橋らの式(高橋・中川, 1991; Takahashi, 2009) および修正式(高橋・匡, 1986)を用いている。計算点の配置は、スカラー量とベクトル量を算出する点を交互に配置する、スタッガードスキームを採用している。

(1) 流れの連続式

土石流総量の連続式および河床の連続式はそれぞれ式 3.4, 3.5 のように表される。

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uhB}{\partial x} = iB \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = 0 \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、 h は流動深、 u は流速、 B は流路幅、 x は水平距離、 t は時間、 i は侵食(堆積)速度、 z は河床高である。

3.2.1 で述べた深層崩壊に起因する土石流の計算モデルの考え方に基づくと、細粒土砂の連続式および粗粒土砂の連続式は、以下のように表される。

侵食 ($i>0$) のとき

$$B \frac{\partial C_c h}{\partial t} + \frac{\partial C_c u h B}{\partial x} = i C_{*ic} B \quad (3.6)$$

$$B \frac{\partial C_f h}{\partial t} + \frac{\partial C_f u h B}{\partial x} = i C_{*if} B \quad (3.7)$$

堆積($i<0$)のとき

$$B \frac{\partial C_c h}{\partial t} + \frac{\partial C_c u h B}{\partial x} = i C_{*dc} B \quad (3.8)$$

$$B \frac{\partial C_f h}{\partial t} + \frac{\partial C_f u h B}{\partial x} = i C_{*df} B \quad (3.9)$$

ここで C_c , C_f はそれぞれ, 土石流中の粗粒土砂および細粒土砂の土砂濃度である。ただし, C_c , C_f の出力値が $0.9C_*$ を上回る場合, $0.9C_*$ とした。 C_{*ic} , C_{*if} はそれぞれ, 初期状態の河床の移動層中の粗粒土砂および細粒土砂の容積濃度であり, C_{*dc} , C_{*df} はそれぞれ, 河床に堆積する際の堆積層中の粗粒土砂および細粒土砂の容積濃度である。

本研究では, 初期状態の河床の移動層中の細粒土砂は, 粗粒土砂と同様に固体として存在しているとした。さらに, 土石流中の粗粒土砂濃度 (C_c) が平衡土砂濃度 (C_∞) より小さくなった時に侵食が生じると考え, このとき侵食速度は式 3.10 のように表されるとした。

$$i_e = \delta_e \frac{C_\infty - C_c}{C_{*i} - C_\infty} \frac{q}{d_c} \quad (C_\infty > C_c) \quad (3.10)$$

ここで i_e は侵食速度係数, q は単位幅流量, C_{*i} は初期状態の河床の移動層の容積濃度, d_c は粗粒土砂の代表粒径である。3.2.1 のモデルの考え方に基づくと, C_{*i} は,

$$C_{*i} = C_{*if} + C_{*ic} \quad (3.11)$$

と定義される。さらに, 土石流中で流体として移動する細粒土砂は, 堆積時には固体に変化すると仮定してることから, 堆積速度は,

$$i_d = \delta_d \frac{C_\infty - C_c}{C_{*d} - C_\infty} \frac{q}{d_c} \quad (C_\infty < C_c) \quad (3.12)$$

河床の堆積層の容積濃度(C_{*d}) は,

$$C_{*d} = C_{*df} + C_{*dc} \quad (3.13)$$

のように表される。

本研究では、河床の容積濃度および河床の粗粒土砂と細粒土砂の割合は次式のように一定とした。

$$C_{*df} = C_{*if} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$C_{*dc} = C_{*ic} \dots\dots\dots (3.15)$$

ここで、河床の容積濃度および河床の粗粒土砂と細粒土砂の割合は崩壊土砂に含まれる粗粒土砂と細粒土砂の割合と同じとした。

さらに、間隙流体の密度(ρ) は、

$$\rho = \sigma \frac{C_f}{1 - C_c} + \rho_w \left(1 - \frac{C_f}{1 - C_c} \right) \dots\dots\dots (3.16)$$

として表される。ここで、 σ は砂礫の密度、 ρ_w は清水の密度である。

(2) 平衡濃度式

平衡濃度式は、Kanako で採用されている式を用いた。水面勾配($\tan\theta_w$)が 0.138 より大きい場合 ($\tan\theta_w > 0.138$)，土石流の平衡濃度式は次式で表される。

$$C_\infty = 0.9C_* (\tan\theta_w \geq \tan\phi) \dots\dots\dots (3.17)$$

$$C_\infty = \frac{\rho \tan\theta_w}{(\sigma - \rho)(\tan\phi - \tan\theta_w)} (\tan\phi \geq \tan\theta_w > 0.138) \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに ϕ は土砂の内部摩擦角である。水面勾配が 0.138 より小さく 0.03 より大きい場合 ($0.138 > \tan\theta_w > 0.03$)，式 3.19 に示す掃流状集合流動の平衡濃度式を用いた。

$$C_\infty = 6.7 \left\{ \frac{\rho \tan\theta_w}{(\sigma - \rho)(\tan\phi - \tan\theta_w)} \right\}^2 \dots\dots\dots (3.19)$$

水面勾配が 0.03 より小さい場合 ($\tan\theta_w < 0.03$) または相対水深が 30 より大きい場合 ($h/d \geq 30$)，式 3.20–3.22 で表される掃流砂の平衡濃度式を用いた。

$$C_\infty = \frac{(1 + 5 \tan\theta_w) \tan\theta_w}{\frac{\sigma}{\rho}} \left(1 - \alpha_c^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha_c \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \dots\dots\dots (3.20)$$

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan\theta_w} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\alpha_c^2 \approx \frac{2 \left(0.425 - \frac{\sigma \tan\theta_w}{\sigma - \rho} \right)}{1 - \frac{\sigma \tan\theta_w}{\sigma - \rho}} \dots\dots\dots (3.22)$$

ここで τ_* は無次元掃流力で、次式により算定される。

$$\tau_* = \frac{\rho}{\sigma - \rho} \frac{h \tan \theta_w}{d_c} \dots\dots\dots (3.23)$$

ただし無次元掃流力が限界無次元掃流力(τ_{*c})より小さい場合は、平衡濃度は 0 とした ($C_\infty = 0$)。

(3) 運動方程式

運動方程式は、kanako と同じ式を採用した。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_h}{\rho h} \dots\dots\dots (3.24)$$

ここで、 H は水位 ($H = z + h$)、 g は重力加速度、 τ_h は河床のせん断応力である。

河床せん断応力 τ_h の算定には、Kanako と同様、流れの状態に応じた 3 つの抵抗則（土石流の抵抗則、掃流状集合流動の抵抗則、乱流の抵抗則）を採用した。用いる抵抗則は、粗粒土砂の土砂濃度(C_c)によって分類した。特に、 C_c が $0.4C_*$ より大きい場合、土石流の流れであると考え、河床のせん断応力は、式 3.25 により求めた。

$$\frac{\tau_h}{\rho h} = \frac{u|u|d_c^2}{8h^3 \left\{ C_c + (1 - C_c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{C_c} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2} \dots\dots\dots (3.25)$$

ただし C_c の上限値は $0.9C_*$ とした。

さらに、 C_c が $0.4C_*$ より小さく 0.01 より大きい場合 ($0.01 < C_c < 0.4C_*$)、流れの状態は掃流状集合流動であると考え、河床せん断応力は式 3.26 により算定した。

$$\frac{\tau_h}{\rho h} = \frac{1}{0.49} \frac{u|u|d_c^2}{h^3} \dots\dots\dots (3.26)$$

C_c が 0.01 より小さい、または h/d_c が 30 より大きい場合は、乱流の流れであると考え、マニング式を用いた河床せん断応力を用いた（式 3.27）。

$$\frac{\tau_h}{\rho h} = \frac{gn^2 u|u|}{h^{4/3}} \dots\dots\dots (3.27)$$

ここで n はマニングの粗度係数である。

(4) 本研究で用いた計算モデル

本研究では、支配方程式の改良を行いつつ検討を行ってきた。

3 章の土石流計算に用いたモデルでは、3.2.1 の概念・計算式は取り入れているが、土石流中の細粒土砂の濃度は一定、すなわち、 ρ は一定として与えており、3.2.2 に示した支配方程式のうち、式 3.7、3.9、3.16 は考慮されていない。ただし 3 章で対象とした土石流は、崩壊

土砂の容積濃度と河床の容積濃度の差が小さく、これらの式を考慮されていないことによる計算結果への影響は小さいと考えられる。4 章, 5 章で実施した数値計算では、細粒土砂の濃度や ρ は時間的に変化するとし, 3.2.2 に示した全ての式を考慮した計算モデルを用いている。

3.3 対象とした土石流

本章では、2003 年 7 月 20 日、熊本県水俣市の宝川内川の右支川である集川において、豪雨に伴い発生した深層崩壊を起因とする土石流を対象とした。深層崩壊の崩壊規模は平均崩壊幅が約 70 m、崩壊斜面長が約 120 m で、崩壊により発生した土石流は下流の集落を直撃し、15 人以上の死者・行方不明者を出した（水野ら，2003）。斜面崩壊直後の調査結果より、深層崩壊のすべり面は、安山岩と風化した凝灰角礫岩の境界面と推定されている。また、現地の状況およびヒアリング結果より、土石流は泥分を主体とした土石流が先行し、10–20 分後に石礫を主体とした土石流が流下したものと考えられている（熊本県，2004b）。

航空写真から、崩壊地から堆積区間の末端までの距離（到達距離）は約 1,600 m であった。泥分を主体とした土石流と石礫を主体とした土石流の堆積物が地表面にみられた範囲は明瞭に分かれており、石礫の土石流堆積物が多くみられる範囲は崩壊地からの距離で約 800 m から下流の左岸側であった（図 3-3）。本研究では、この石礫を主体した土石流を対象とした。

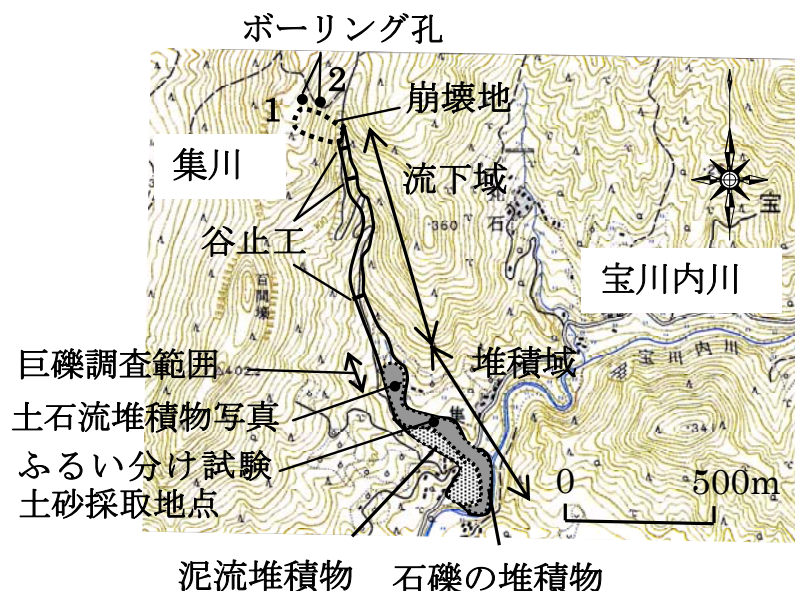


図 3-3 対象事例の土石流流下堆積状況および調査位置

3.4 資料収集・現地調査

対象とする土石流の実態解明のため、土石流発生前後の地形、土砂収支、流下痕跡、崩壊地周辺地盤の間隙率、土石の粒度分布に関する資料収集・分析、現地調査を行った。

3.4.1 集川の縦断形状および土石流の最大流下幅

土石流発生前と土石流発生後の集川の地形データとして、土石流発生前は森林基本図（縮尺 1:5,000, 10 m コンター）より作成された数値標高モデル、土石流発生後はレーザー測量（2003 年 7 月 25 日実施、空間分解能 1 m）により作成された数値標高モデルを用いた。土石流発生前後の集川の縦断形状を、土石流発生前の地形図および土石流発生後の航空写真を用いて土石流の流路を推定し、標高および河床変動量を求めた（図 3-4）。ここで河床変動量は、縦断測線に沿って 35 m 間隔の横断測線を設定し、各測線間の区間における河床変動量として算定した。

土石流発生前の集川の溪床勾配は、崩壊地直下から下流約 200 m 区間で約 17°、その下流で堆積域上流までの約 900 m 区間が約 9°、堆積域上流端から宝川内川合流後の堆積域末端までの 400 m 区間で約 6°であった。

また、河床変動量は崩壊地直下から下流の約 800m の区間では、侵食と堆積が繰り返され、測線区間の最大侵食量、堆積量はそれぞれ 4,000 m³ 程度であった。単位流下幅あたりの侵食深、堆積深で示すと約 5m 程度である。

また、その下流側約 800 m の区間は堆積が生じており、測線区間の最大堆積量は約 3,600 m³、単位幅堆積深にすると 6m 程度であった。

土石流発生前の流路幅は 3–10 m 程度であったが、土石流発生後、溪岸には樹木がなぎ倒されるような土石流の痕跡が残っていた。そこで、本研究では、土石流発生後のレーザー測量結果に基づき、数値表層モデルを作成し、数値標高モデルと重ね合わせ、横断図上で両データに標高差がみられる範囲を土石流の流下範囲とし、土石流の最大流下幅として求めた（図 3-5）。ただし、堆積域の下流側約 500 m 区間については、両岸の樹木がなぎ倒されていないことから、発生後の空中写真（2003 年撮影、撮影縮尺 1:4,000）を用いて石礫を主体とする土石流の流下幅を推定した。その結果、土石流の流下幅は、崩壊地から約 800 m の区間は約 50 m、この下流で急激に広がり、崩壊地から約 900 m 付近では 100 m 程度であった。その下流から宝川内川合流点までの流下幅は 60 m 程度で、宝川内川流入後は約 20 m に縮小した。

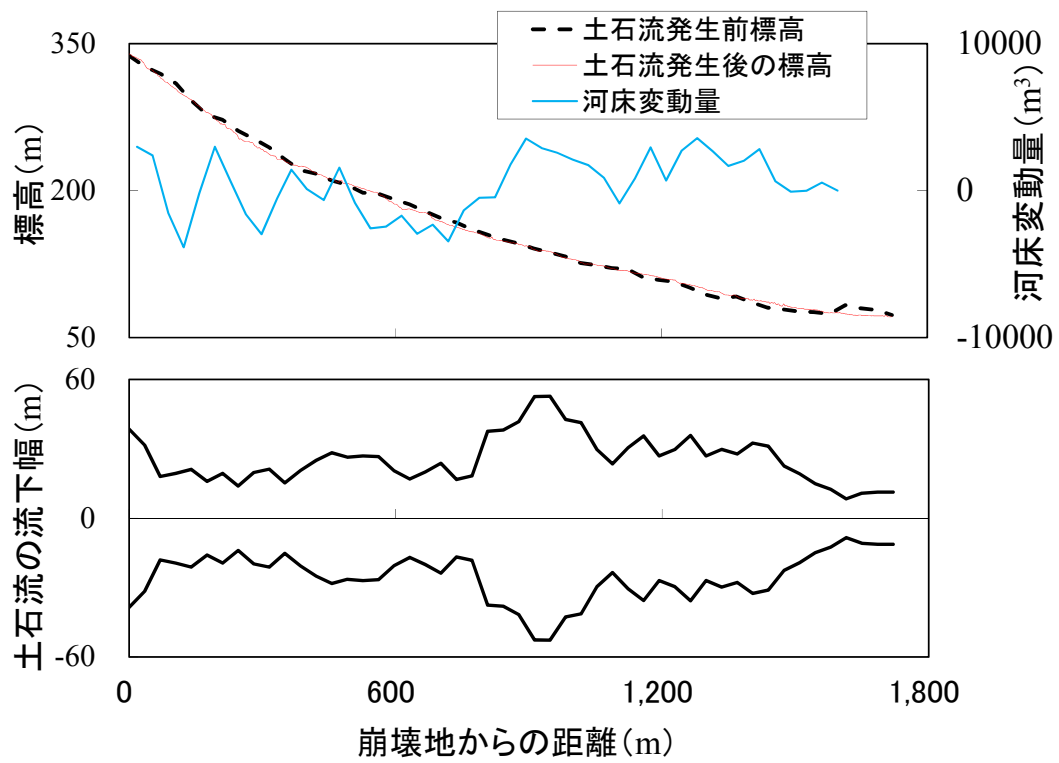


図 3-4 縦断図，河床変動量および土石流の流下幅

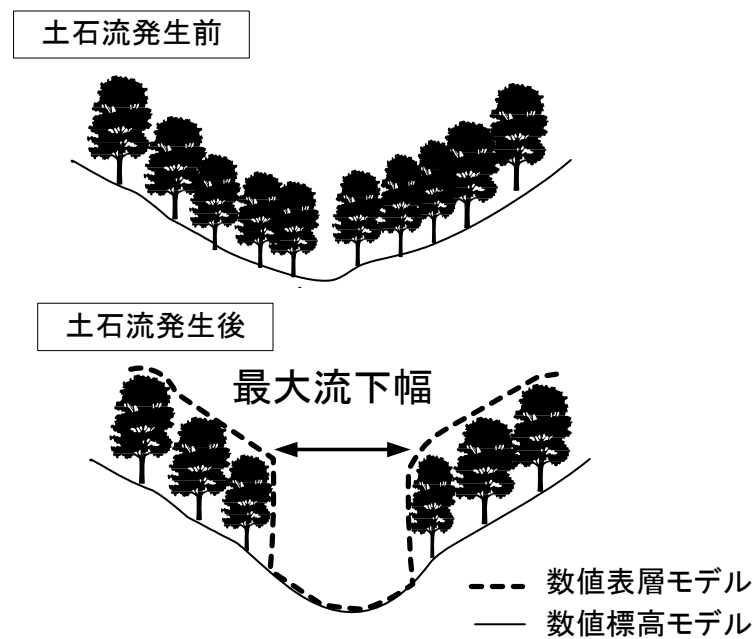


図 3-5 数値表層モデルおよび数値標高モデルを用いた最大流下幅算定の概念図

3.4.2 土砂収支

熊本県（2004a）は、土石流発生前の空中写真（2000 年撮影，撮影縮尺 1:20,000）および地形図（水俣市都市計画図，縮尺 1:2,500），土石流発生後の空中写真（2003 年撮影，撮影縮尺 1:4,000）および現地調査結果を用い，図 3-3 に示した崩壊地，流下域，堆積域における土石流発生前後の土砂収支を算定した。その結果，崩壊土砂量は約 $42,700 \text{ m}^3$ であり，そのうち約 $12,200 \text{ m}^3$ が崩壊地内に残り，約 $30,500 \text{ m}^3$ が土石流として流下した。さらに，流下域から堆積域（図 3-3）への流入土砂量は，約 $90,000 \text{ m}^3$ であった。そのうち堆積区間の土砂量は約 $77,000 \text{ m}^3$ であり，宝川内川を流下した土砂は約 $13,000 \text{ m}^3$ である。一方，3.4.1 節で作成した土石流発生前後の数値標高モデルを用いて，堆積域内における石礫型土石流の堆積土砂量を算定すると，約 $48,000 \text{ m}^3$ であり，泥流型土石流の堆積土砂量は約 $29,000 \text{ m}^3$ と考えられる。

さらに，泥流型土石流は高台に乗り上げ，流水の影響を受けにくい範囲で堆積しているのに対し，石礫型土石流はその後の流水の影響を受けやすい範囲で堆積していたことから，宝川内川を流下した土石流には，石礫型土石流による土砂が多く含まれていた可能性が高い。従って，宝川内川を流下した土砂（約 $13,000 \text{ m}^3$ ）を石礫型土石流による土砂とみなすと，流下域から堆積域へ流入した石礫型土石流の全土砂量は，約 $61,000 \text{ m}^3$ となる。

3.4.3 流下痕跡

流下痕跡については，水野ら（2003）および熊本県（2004 a）により実施された土石流発生直後の調査結果を用いた。ここでは，土石流発生後の最深河床位から，溪岸が侵食された部分までの比高を流下痕跡高とし，左右岸で求めた。その結果を図 3-6 に示す。崩壊地直下から 800 m までの区間の流下痕跡高は，右岸で概ね 10–20 m，左岸では 1 地点で 30 m を超えるが概ね 10 m 程度であり，距離による顕著な違いがみられなかった。

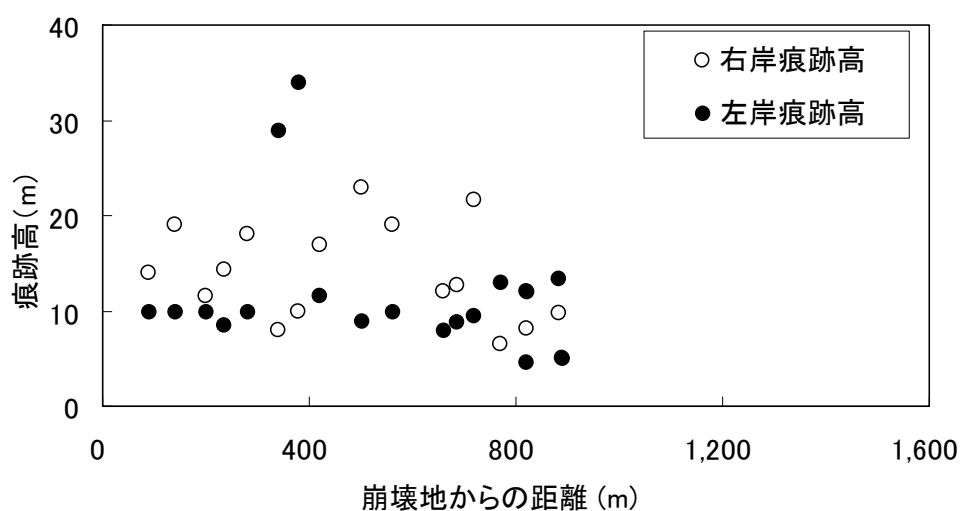


図 3-6 流下痕跡高の縦断変化

3.4.4 崩壊地周辺地盤の間隙率

崩壊地の地盤の間隙率を求めるために、崩壊地周辺斜面の2つのボーリング孔（図 3-3 に位置を示した）を用いて、地盤の密度および含水量を計測した。いずれのボーリング孔も崩壊地に向かって右側の崩れ残った斜面に位置し、1つのボーリング孔（図 3-3 に示すボーリング孔 1）は崩壊地の頂部付近の標高で、崩壊地の縁から約 15 m 離れている。

別のボーリング孔（図 3-3 に示すボーリング孔 2）は崩壊地頂部から下に比高 30 m の地点で、崩壊地の縁から約 15 m 離れている。また、崩壊のすべり面と考えられた安山岩と凝灰角礫岩の境界は、ボーリング孔 1 及び 2 でそれぞれ深さ 8.8, 29.2 m であった。

調査時点の地盤の密度および調査時点の地盤の含水量は、それぞれ挿入型密度計プローブを用いた γ 線散乱による計測値および挿入型水分計プローブを用いた熱中性子線散乱による計測値を、校正試験で求めた校正曲線にあてはめることにより算定した。なお、ボーリング孔はともに孔径 66–86 mm で掘削されたものであり、用いた密度計および水分計の外径は 42.7 mm 程度である。その上で、水および土砂または岩盤の固体の比重を 1.0, 2.65 kg/m³ と仮定し、間隙率を算出した。算出結果を図 3-7 に示す。

間隙率は地表面付近ではいずれの地点も 0.5 近くと高く、深度 10 m まではほぼ単調に減少した。ボーリング孔 2 では、ボーリング 1 に比べて、地表面から 5 m 以深の間隙率が高かった。また、ボーリング孔 2 では、深さ 10–22 m までは、間隙率は深さ方向でばらつきが大きく、顕著な傾向を示さなかったが、深さ 22 m から安山岩と凝灰角礫岩の境界までは、間隙率は単調に減少した。地表面から安山岩と凝灰角礫岩の境界までの2つのボーリング孔の平均間隙率は 0.34 であった。

3.4.5 粒度分布

土石流の粒度分布を推定するにあたり、以下に示す 1–3 の資料を用いた。なお、各調査地点の位置は図 3-3 に示した。

1. 土石流堆積物の断面写真（熊本県，2004b）
2. 石礫の堆積域における粒径 7.5 cm 以下の土砂のふるい分け試験結果（熊本県，2004b）
3. 崩壊地直下から約 740–940 m の 200 m 区間における 100 個の巨礫調査結果（熊本県，2003）

まず 1 の断面写真から 7.5 cm 未満と 30 cm 以上の礫の占める割合を求め、7.5 cm 未満については 2 の粒度分布、7.5–30 cm については 1 の断面写真から読み取った粒度分布、30 cm 以上については 3 から求めた粒度分布を用いて合成した（図 3-8）。これらの調査結果に基づくと最大粒径は 1.4 m であり、0.1 mm 以下が 18 %程度占めていた。平均粒径は 26 cm であった。

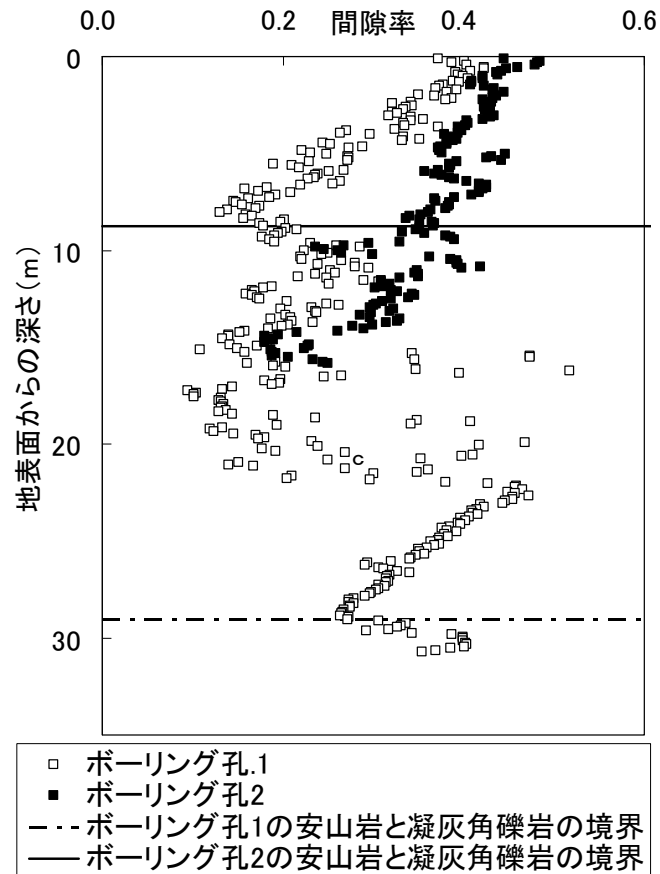


図 3-7 間隙率測定結果

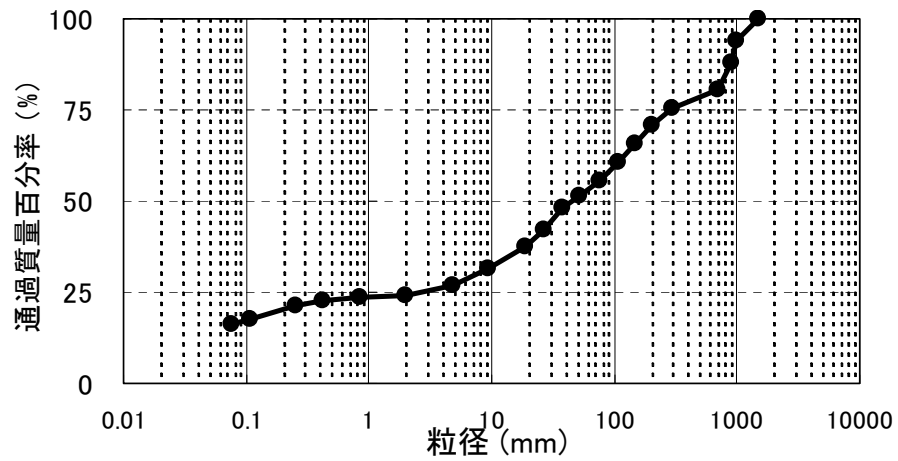


図 3-8 土石流の粒度分布図

3.5 入力条件の設定

卓越した流れであったと考えられる石礫型土石流を対象に数値計算を行った。計算ケースを表 3-1 に示す。さらに、表 3-1 に示したパラメータ以外のパラメータの値を表 3-2 にまとめた。このうち、砂礫の密度、河床の容積濃度、重力加速度、侵食速度係数、堆積速度係数、計算の時間間隔は Kanako で設定されている既定値を用いた（表 3-2）。

(1) D_c の設定

細粒土砂の最大粒径 (D_c) は、時空間的に一定と仮定し、はじめに 0, 1, 10, 100 (mm) の 4 通りを設定した（それぞれ、ケース 1.1–1.4 と呼ぶ）。

さらに、試行錯誤のうえ、侵食・堆積範囲を最も良く再現できる D_c を求めた（ケース 1.5 と呼ぶ）（表 3-1）。

表 3-1 計算ケース

| ケース | 細粒土砂 の 最大粒径 | 計算区間上流 端の土砂量 | 移動可能層厚 | 流下幅 |
|-----|-------------------|-------------------------|-----------|-----------------------------|
| | D_c (mm) | V_s (m ³) | D_s (m) | B |
| 1.1 | 0 | 21,350 | 5 | 最大流下幅（図 3-4）と 発生前溪床幅の平均値 |
| 1.2 | 1 | 21,350 | 5 | |
| 1.3 | 10 | 21,350 | 5 | |
| 1.4 | 100 | 21,350 | 5 | |
| 1.5 | 15 | 21,350 | 5 | |
| 2.1 | 15 | 21,350 | 5 | 最大流下幅（図 3-4） ケース 1 の半分 |
| 2.2 | 15 | 21,350 | 5 | |
| 3 | 15 | 21,350 | 10 | ケース 1 と同様 |
| 4.1 | 15 | 15,250 | 5 | |
| 4.2 | 15 | 27,450 | 5 | |

表 3-2 計算に用いたパラメータ

| パラメータ | 入力値 |
|--------------------------------------|-------------------------|
| 砂礫の密度 $[\sigma]$ | 2,650 kg/m ³ |
| 間隙流体密度 $[\rho]$ | 式 3.2 より算出 |
| 河床の容積濃度 $[C_*]$ | 0.65 |
| マンニングの粗度係数 | 0.06 s/m ^{1/3} |
| 重力加速度 | 9.8 m/s ² |
| 侵食速度係数 | 0.0007 |
| 堆積速度係数 | 0.05 |
| 計算点の標高 | 図 3-4 より算出 |
| 1 次元計算点間隔 | 35.1 m |
| 土石流の代表粒径 $[D]$ | 式 3.3 より算出 |
| 上流端の土砂濃度 $[C_{d0}]$ | 式 3.1 より算出 |
| 上流端のハイドログラフ | 式 3.32, 式 3.33 より算出 |
| 全土石に占める粒径が D_c 以下の土石の割合 $[P(D_c)]$ | 図 3-8 より算出 |
| 計算時間 | 1,200 s |
| 計算の時間間隔 | 0.01 s |

(2) 地形

実際の石礫型土石流は、崩壊地直下から堆積域末端までの約 1,600 m を概ね直線的に流下したと考えられる。そこで、崩壊地直下から約 2,000 m の区間の 1 次元の河床変動計算を行った。

崩壊地直下から約 1,700 m 下流までの区間は数値標高モデルが得られており、溪床の縦断形状や土石流の流下幅の条件は、調査結果より設定した（図 3-4）。図 3-4 に示した土石流の流下幅は、土石流流下後、左右岸の植生が残された位置を最大痕跡として左右岸の最大痕跡高を結んだ幅である。しかし、実際に土石流が、兩岸の最大痕跡を同時に通るように流下したとは限らず（例えば、武澤ら，2009），考えうる最大流下幅と想定される。一方、本溪流は土石流発生前の溪床幅は 3–15 m と小さく、V 字の形状をしていた。そこで、計算では、土石流発生前の溪床幅を 10 m とし、図 3-4 で示した考えうる最大流下幅と土石流発生前の溪床幅の平均の値を用いた（ケース 1.1–1.5）。その上で、(1)で設定した最も侵食・堆積範囲を良く再現できる D_c を用いて、図 3-4 で示した考えうる最大流下幅を用いたケース（ケース 2.1）および土石流発生前の溪床幅と最大流下幅の平均値の半分のケース（ケース 2.2）を併せて実施し、流下幅の設定方法の影響を検討した（表 3-1）。なお、崩壊地からの距離が約 1,700 m から 2,000 m までの区間の溪床勾配および流下幅は、各ケースにおいて、崩壊地から 1,700 m 下流地点の溪床勾配および流下幅と同じと仮定した。

図 3-4 の河床変動の調査より、土石流による侵食深は最大 5 m であったことから、土石流発生前の河床の移動可能層厚は、5 m とした。しかし、実際の侵食域は部分的に露岩していたものの、不安定土砂の堆積箇所もみられたことから、土石流発生前の移動可能層厚がよ

り厚かった可能性も考え、最も侵食・堆積範囲を良く再現できる D_c を用いて、移動可能層厚が 10 m の場合の計算も実施した（ケース 3）（表 3-1）。ただし谷止工が設置されている箇所では移動可能層厚は 0 m とした。

(3) 土砂濃度・間隙流体密度・代表粒径

計算区間上流端の土石流中の清水の割合は、崩壊前の崩壊土砂は水で飽和している状態であったと仮定し、崩壊地横のボーリング孔の調査により求めた地表から崩壊すべり面までの平均間隙率（0.34；3.4.4 参照）と等しいとした。その上で、計算区間上流端の土砂濃度を式 3.1 よりケースごとに求めた。ただし、ケース 1.1 ($D_c=0$ mm) のとき、計算プログラム上の最大土石流濃度 ($0.9C^* (=0.585)$) より大きくなるため、計算区間上流端の土砂濃度を $0.9C^*$ とした。

また、計算区間上流端の土石流中の清水の割合は崩壊土砂の清水の割合と等しいと仮定し、計算区間上流端の土石流中の間隙流体の密度は式 3.2 を用いてケースごとに求めた。一方、崩壊土砂と河床の移動可能層の清水の割合が異なる場合、土石流中の清水の割合や間隙流体の密度は、河床の移動可能層を取り込む際に変化する。ここで、堆積過程で間隙流体の密度が変化しないと仮定すると、ある時刻 (t) の土石流の清水の割合 ($w_d(t)$) は次式で表すことができる。

$$w_d(t) = \frac{V_0 w_{d0} + V_b(t)(1 - C^*)}{V_0 + V_b(t)} \dots\dots\dots (3.28)$$

ここで、 w_{d0} は崩壊土砂の清水の割合、 V_0 は崩壊起因の土砂量（水込み）、 $V_b(t)$ は時刻 t までの河床の侵食量である。この式より、河床の移動可能層が飽和しているとした場合、式 3.2 における土石流の清水の割合は、崩壊土砂の清水の割合（0.34）と河床の移動層の間隙率（0.35）の間で変化し、流下とともに 0.34 から 0.35 に近づいたと考えられる。しかし、両者の差が小さいことから、ここでは、土石流中の清水の割合 (w_d) は全ケースで両者の平均の 0.345 とした。

土石流の代表粒径 D はケースごとに式 3.3 より求めた。

(4) 上流端のハイドログラフ

1) 設定方法

計算区間上流端のハイドログラフは、崩壊斜面において崩壊土砂が形状を保ったまま、言い換えれば、計算区間上流端の土石流の先頭と末尾の長さが崩壊地の長さと同じと仮定して求めた。まず、崩壊地直下における土石流の平均流速 (v_{m0})、計算区間上流端における流入の継続時間 (t_0) は、次式で表すことができる。

$$L = v_{m0} t_0 \dots\dots\dots (3.29)$$

ここで、 L は崩壊長である。

次に、土石流のハイドログラフは、継続時間の 1/2 でピーク流量となる三角形形状を仮定し、計算区間上流端における流速と水深は、等流条件で導かれた高橋の抵抗則（高橋，2004）に従うとすると、土石流の平均流速 (v_{m0}) は式 3.30 のように表される。

$$v_{m0} = \frac{5}{8} \left\{ \frac{2 \sqrt{g I_{m0}}}{5 d(D_c)} f(c) \right\}^{2/5} \left(\frac{2V_0}{B_{m0} t_0} \right)^{3/5} \dots\dots\dots (3.30)$$

ここで、 I_{m0} は計算区間上流端における溪床勾配、 g は重力加速度、 B_{m0} は計算区間上流端の土石流流下幅、 V_s は崩壊地から流出した石礫型土石流の土砂量（水込み）、 $f(c)$ は土砂濃度の関数で、次式のとおりである。

$$f(c) = \left[\frac{1}{a_i \sin \alpha} \left(C_{d0} + (1 - C_{d0}) \frac{\rho_0}{\sigma} \right) \right]^{1/2} \left(\left(\frac{C_{d*}}{C_{d0}} \right)^{1/3} - 1 \right) \dots\dots\dots (3.31)$$

ここで C_{d*} は土石の最密充填濃度 (0.65)、 ρ_0 は計算区間上流端における間隙流体の密度、 a_i は係数 (0.042)、 α は係数 (17.8 度) である。ハイドログラフの継続時間 t_0 は式 3.29－3.31 より、

$$t_0 = \frac{d(D_c)(8L)^{5/2} B_{m0}^{3/2}}{2(10V_0)^{3/2} \sqrt{g I_{m0}} f(c)} \dots\dots\dots (3.32)$$

となる。さらに、本研究において土石流のハイドログラフは、継続時間の 1/2 でピーク流量となる三角形形状を仮定していることから、土石流のピーク流量 (Q_p) は式 3.33 より求められる。

$$Q_p = \frac{t_0 V_0}{2} \dots\dots\dots (3.33)$$

2) 設定

崩壊地から流出した全土砂量は、熊本県の調査結果 (2004a) より $30,500 \text{ m}^3$ と得られているが、石礫型土石流による土砂量および泥流型土石流による土砂量の内訳は不明である (3.4.2 参照)。そこで、崩壊地からの全流出土砂量に対する石礫型土石流に寄与した土砂量 (V_s) の割合は、流下域から堆積域へ流入した全土砂量に対する石礫型土石流の土砂量の割合 ($61,000 \text{ m}^3 / 90,000 \text{ m}^3 = \text{約 } 0.7$) と等しいとみなした。この結果から崩壊地から流出した土砂のうち石礫型土石流に寄与した土砂量 V_s を $21,350 \text{ m}^3$ とした。式 3.29－3.33 で求めたケース 1.1－1.5 のハイドログラフを図 3-9 に示す。

また、水俣市深川観測所の崩壊発生時付近の最大 10 分間雨量は 26 mm であった。この雨量による計算区間上流端地点の流量は流出率を 1.0 としても $25 \text{ m}^3/\text{s}$ と算定され、図 3-9 の流量に比べて非常に小さいため、上流域の降雨による流量の増分は無視できると考えた。

さらに、3.4.2 の調査より、堆積域への流入土砂には崩壊土砂のほか、溪床から侵食された土砂も含まれていた。そこで、石礫型土石流に寄与した土砂量 V_s を $15,250 \text{ m}^3$ (崩壊地からの全流出土砂量の 50%)、 $27,450 \text{ m}^3$ (崩壊地からの全流出土砂量の 90 %) の場合についても、ケース 1.5 の D_c を用いて、計算を行った (それぞれケース 4.1 および 4.2 と呼ぶ)。

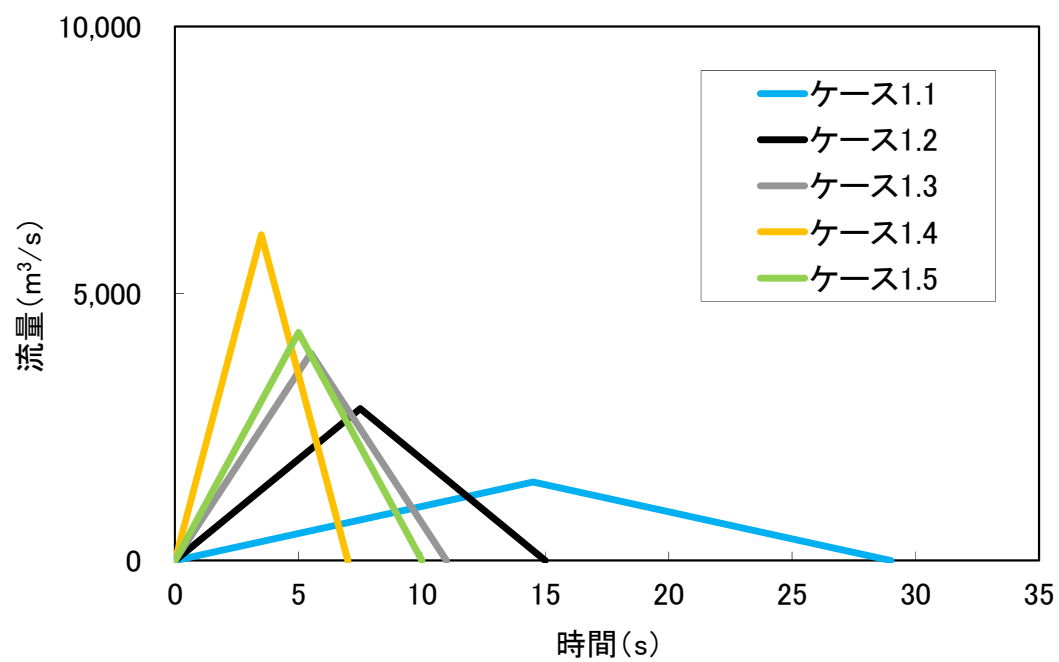


図 3-9 ケース 1.1－1.5 の上流端ハイドログラフ

3.6 計算結果

3.6.1 侵食距離・到達距離・河床変動量

(1) D_c の影響

ケース 1.1–1.4 の河床変動高の計算結果を図 3-10 に示す。ケース 1.1 のとき ($D_c=0$ mm), すなわち, 土石流中の土石を全て粗粒土砂として扱った場合, 計算で求めた土石流の到達距離は約 600 m で, 実際の土石流の 4 割程度であった。また, 土砂は崩壊地の直下から堆積し, 侵食は生じなかった。

D_c の値が大きくなるに従い (ケース 1.2–1.4), 計算での土石流の到達距離および渓床の侵食区間末端までの距離 (以下, 「侵食距離」と呼ぶ) は長くなった。図より, D_c が 10 mm のとき (ケース 1.3) は, 侵食距離, 到達距離はそれぞれ約 400, 1,200 m であり, それぞれ実際の侵食距離, 到達距離より小さかった。一方, D_c が 100 mm のとき (ケース 1.4) は侵食距離, 到達距離とも実際に比べて大きかった。このことから, D_c を 10 mm と 100 mm の間で 5 mm 刻みに変化させ, 最も到達距離と侵食距離の再現性が高くなる D_c を探索した結果, $D_c=15$ mm のとき, 計算結果の到達距離および侵食距離は実際の土石流と概ね等しかった (図 3-11)。

(2) 流下幅, 移動可能層厚, 崩壊土砂量の影響

土石流の流下幅 (B) を土石流発生前の渓床幅と最大流下幅の平均値 (ケース 1.5) から最大流下幅にした場合 (ケース 2.1), ケース 1.5 の半分にした場合 (ケース 2.2) の計算結果を図 3-12 (a) に示す。ケース 2.1, 2.2 の侵食距離・到達距離は, ケース 1.5 とほとんど変化しなかったが, 堆積区間, 侵食区間に限らず流下幅を広く設定するに従い河床変動量は大きくなった。なお, いずれのケースも上流区間で移動可能層厚の 5 m に近い侵食がみられたため, 流下幅の大きいケースで上流区間の侵食量が大きくなった。崩壊地から土石流到達範囲までの河床変動量は, ケース 2.2 のときに, 最も実績に近い傾向を示した。

また, 初期の移動層厚 (D_s) を 5 m から 10 m に変化させたケース 3 では, 侵食区間, 堆積区間とも河床変動量はケース 1.5 より大きくなったが, 到達距離および侵食距離に関しては, 初期の移動層厚の影響は小さかった (図 3-12 (b))。さらに, 崩壊地から流出した石礫型土石流の土砂量 (V_s) を変化させたケース 4.1, 4.2 の結果からは, 流入土砂量が増えるに従い, 侵食区間, 堆積区間とも河床変動量は大きくなることがわかる。しかしながら, 流入土砂量が変化しても, 土石流の到達距離および侵食距離はほとんど変化しなかった (図 3-12 (c))。

以上のように, 本事例では流下幅, 初期の移動可能層厚, 上流端の土砂量が土石流の到達距離および侵食距離の計算結果に及ぼす影響は小さかった。従って, 本研究では, 流下幅, 初期の移動可能層厚, 上流端の土砂量は十分な情報が得られなかったものの, これらの項目が D_c を 15 mm とした場合に土石流の到達距離, 侵食距離を良く再現できるとした前節の結果に及ぼす影響は小さいと考えられる。

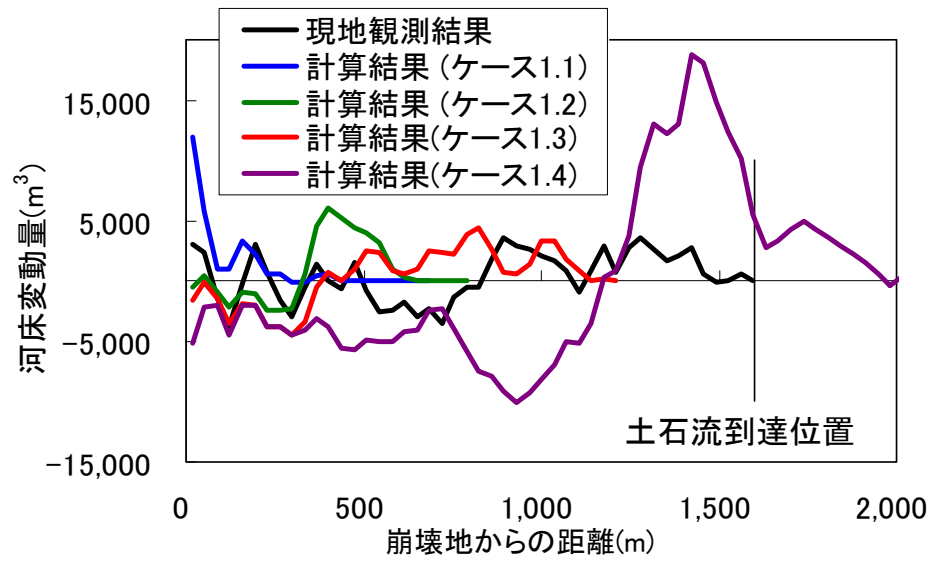


図 3-10 現地観測結果および計算結果（ケース 1.1～1.4）の河床変動量

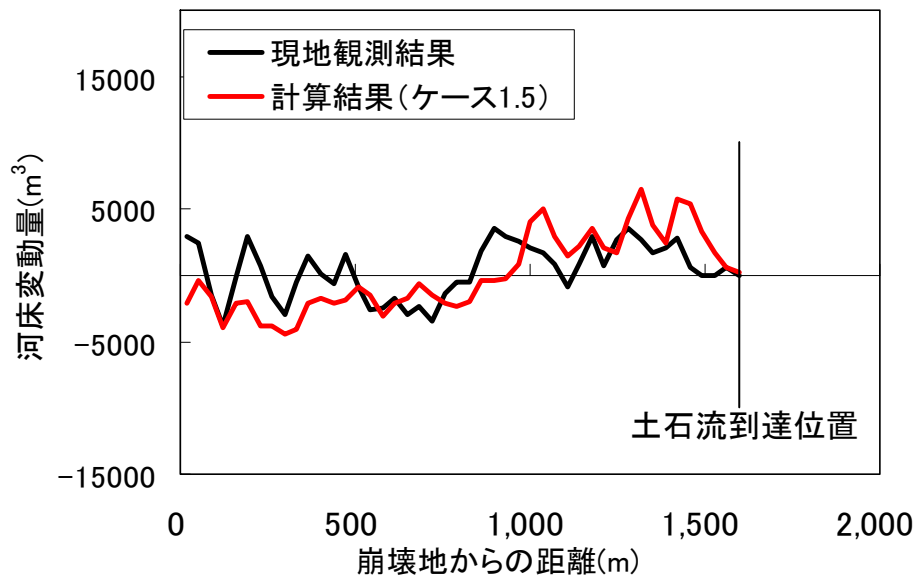


図 3-11 現地観測結果および計算結果（ケース 1.5）の河床変動量

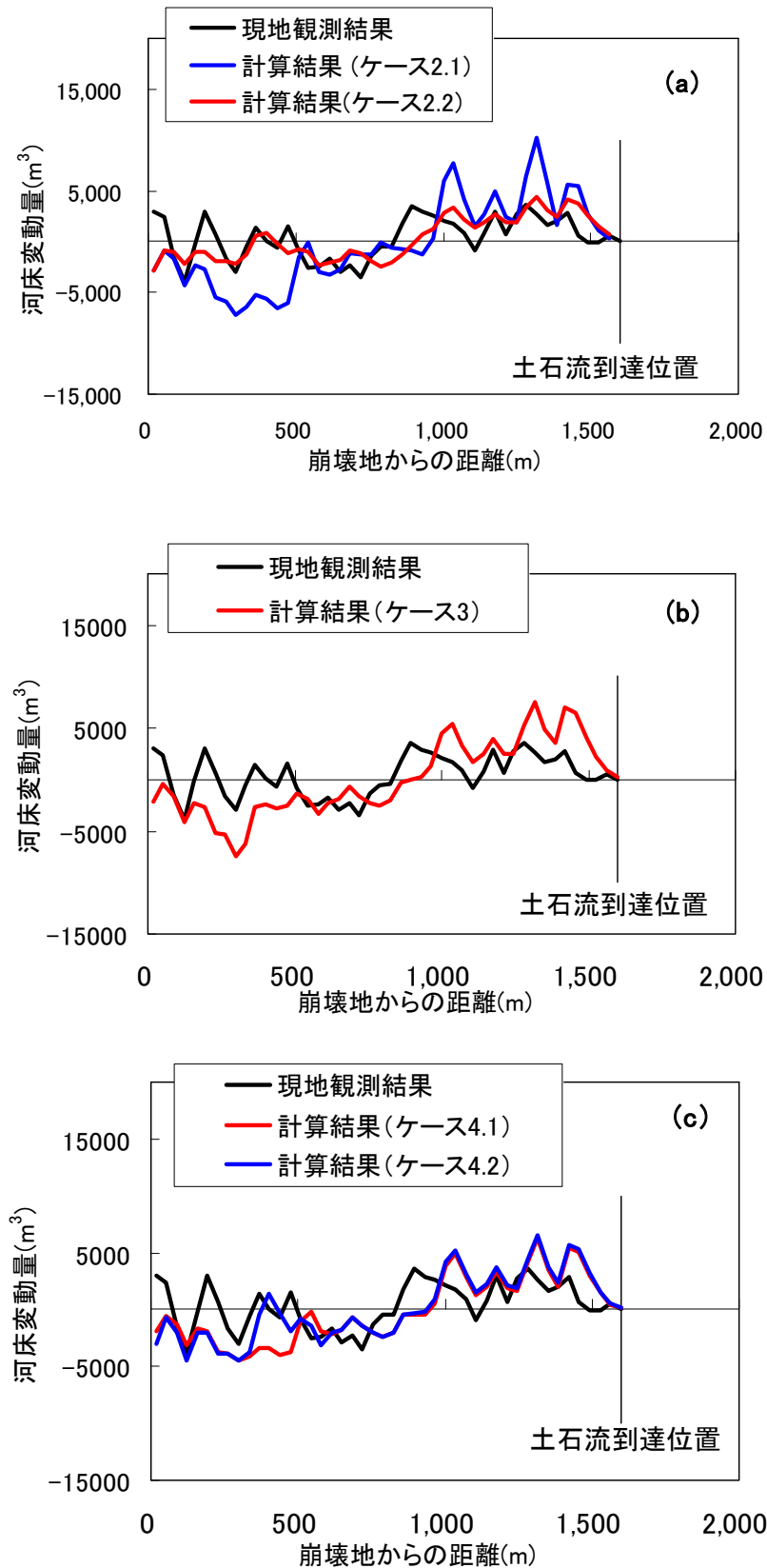


図 3-12 現地観測結果および計算結果の河床変動量

(a) ケース 2.1, 2.2 (b) ケース 3 (c) ケース 4.1, 4.2

ただしケース 4.1 と 4.2 の計算結果の一部は重なっている

3.6.2 流動深・流速

図 3-13 にケース 1.1, 1.5, 2.2 の各地点の最大の流動深及び最大の流速の計算結果（ただし、上流の境界条件の影響を強く受ける計算区間の上流端付近は除いた。）を示した。ケース 1.1 の崩壊地から堆積域末端までの区間における最大流動深は 4.9 m, 最大流速は 6.8 m/s で、最大流動深, 最大流速ともに単調に減少した。一方, ケース 1.5, 2.2 では、最大流動深は崩壊地直下から約 400 m の地点で、最大流速は崩壊地直下から 100–400 m の区間で最大となり、その下流で単調に減少した。ケース 1.5 の 侵食区間の最大流動深は 2.8–10.6 m, 最大流速は 5.4–20.9 m/s であり、堆積区間では最大流動深は 0.4–3.1 m, 最大流速は 0.4–6.2 m/s であった。ケース 1.1 と比べると、崩壊地から堆積域末端の区間の最大流動深は 2 倍以上、最大流速は 3 倍以上であった。さらに、侵食堆積量をよく再現していたケース 2.2（流下幅をケース 1.5 の半分にした）では、侵食区間の最大流動深は 4.6–20.2 m, 最大流速は 10.1–25.1 m/s であり、堆積区間の最大流動深は 0.6–5.5 m, 最大流速は 0.7–11.2 m/s で、崩壊地から堆積域末端の各地点における最大流動深, 最大流速はケース 1.5 の 1–2 倍であった。

次に、図 3-6 で示した現地観測結果の流下痕跡高に相当する値を最高水位と計算終了時の河床標高の差として計算結果から算出し、実績と比較した（図 3-14）。ここで痕跡高の実績は、図 3-6 の両岸の痕跡高を平均した。ケース 1.5 では、崩壊地から約 300m 地点で痕跡高は最大となり、その下流では単調に減少した。侵食区間の痕跡高は 2.7–12.6 m, 堆積区間の痕跡高は 0.2–2.6 m であった。一方、ケース 2.2 では、崩壊地から約 250 m 地点で最大となり、その下流で単調に減少した。侵食区間の痕跡高は 3.8–21.5 m, 堆積区間の痕跡高は 0.1–3.4 m であった。さらに、計算結果と実績を比較すると、ケース 1.5 では 2 倍程度に実績の方が大きいものの、流下にとまなう増減の傾向は概ね一致していた。さらに、ケース 2.2 では、痕跡高は実績と概ね一致していた。すなわち、 D_c を 15mm とし、幅を元河床幅と最大流下幅の平均の半分にした場合、侵食距離、到達距離、侵食堆積量、痕跡高の計算結果は実績と良好に一致した。

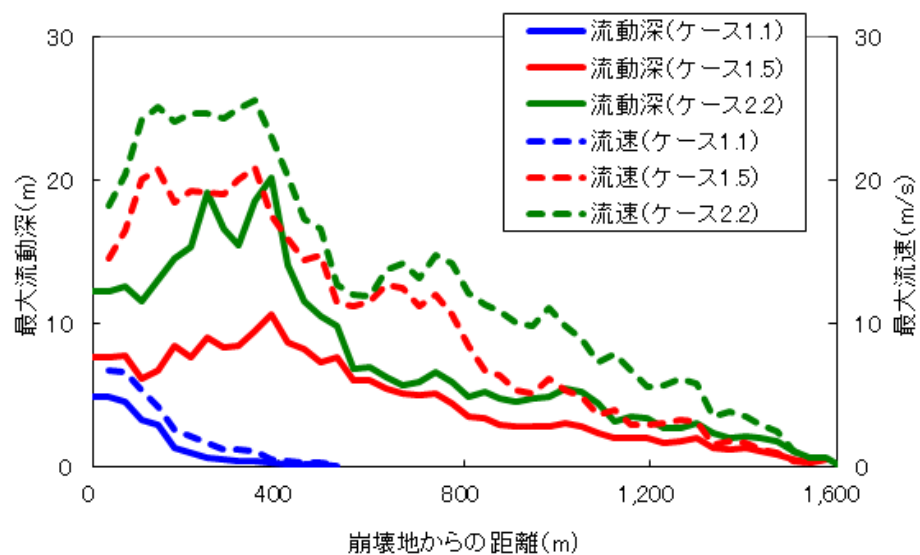


図 3-13 ケース 1.1, 1.5, 2.2 における計算結果の最大流動深と最大流速

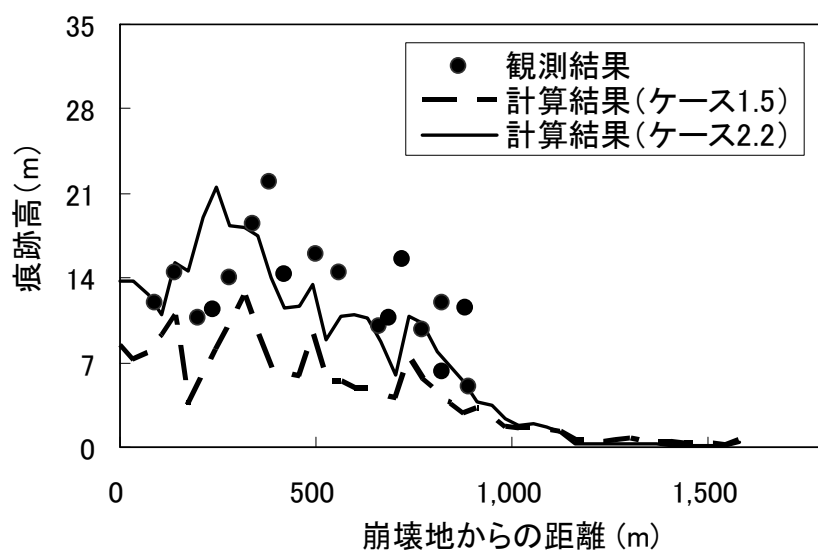


図 3-14 計算結果および観測結果の痕跡高

3.7 考察

前項で示したように、 D_c は15 mm のとき、集川において発生した深層崩壊に起因する土石流の侵食距離、到達距離、河床変動量の再現性が高かった。そこで、 $D_c=15$ mm の仮定の妥当性について考察する。

深層崩壊に起因する土石流において、間隙流体と一体として振る舞う細粒土砂は、土石流中の粒子の間隙に比べて十分小さいと考えられることから、ここでは、細粒土砂の浮遊条件として、河川における粒子等の一般的な浮遊限界条件（流れの摩擦速度＝粒子の沈降速度）を準用し、（土石流の間隙流体の乱れ速度） \geq （細粒土砂の沈降速度）と仮定した。そこで、粒径15 mm の土粒子の土石流中での沈降速度、土石流中の間隙流体の乱れ速度、土石流の摩擦速度を比較した。まず、粒径 ϕ の土粒子の土石流中での沈降速度（ $\omega_0(\phi)$ ）はRubey（1933）により示された式3.34により算定した。

$$\omega_0(\phi) = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2\rho}{sg\phi^3(\sigma - \rho)}} - \sqrt{\frac{36v^2\rho}{g\phi^3(\sigma - \rho)}} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)g\phi} \dots\dots\dots (3.34)$$

ここで、 v は動粘性係数で水温20℃の約0.01 cm²/sを用い、流体密度 ρ の算定に用いる土砂の間隙率は崩土と河床の平均値0.345とした。

一方、土石流の摩擦速度(v_f)は式3.35により算定した。

$$v_f = \sqrt{gh_m I_m} \dots\dots\dots (3.35)$$

ここで h_m は流れの平均の水深、 I_m は侵食区間の平均河床勾配（12.6°）とした。

さらに、間隙流体の乱れ速度(v_t)は堀田ら（1998）が示した式3.36を用いて算出した。

$$v_t = \sqrt{\left(\frac{l}{d(D_c)}\right)^2 \frac{25v_m^2}{4h_m^2} d(D_c)\left(1 - \frac{z}{h_m}\right)} \dots\dots\dots (3.36)$$

ただし

$$\frac{l}{d(D_c)} = \sqrt{k_f} \left(\frac{1 - C_{dm}}{C_{dm}} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (3.37)$$

ここで l は混合距離、 k_f は係数（0.16）、 C_{dm} は流れの平均土砂濃度、 v_m は流れの平均流速、 z は河床からの高さである。これより、水深方向の平均乱れ速度（ v_{tm} ）は式3.38のように表される。

$$v_{tm} = \frac{\int_0^h \sqrt{\left(\frac{l}{d(D_c)}\right)^2 \frac{25v^2}{4h^2} d(D_c)\left(1 - \frac{z}{h}\right)} dz}{h} \dots\dots\dots (3.38)$$

本章では、流れの平均の水深、平均の流速は、土石流が流下している区間（水深が計算上設定した最小値より大きい区間、または流速が0よりも大きい区間）の土石流の平均水深、平均流速を各時刻で算定し、土石流の水深または流速の最大値をとる地点が下流側に伝播しなくなるまでの時間で平均した値とした。また土石流中の平均の土砂濃度は、各時刻で土石流が流下してい

る区間における平均土砂濃度を算定し、上述の平均水深、平均流速の算定に用いた時間内で平均した値を用いた。その結果、ケース 1.5 の流れの平均の水深、平均の流速、平均の土砂濃度はそれぞれ 3.5 m , 8.4 m/s , 0.42, ケース 2.2 では、5.4 m , 10.8 m/s, 0.42 であった。これらの計算結果と式 3.35–3.37 を用いて、粒径 15 mm の土粒子の土石流中での沈降速度、 $D_c=15$ mm とした場合の土石流の摩擦速度、土石流中の間隙流体の乱れ速度を算出した。沈降速度、摩擦速度、乱れ速度の算出結果は、ケース 1.5 ではそれぞれ 24 cm/s , 270 cm/s , 69 cm/s , ケース 2.2 では 24 cm/s, 340 cm/s, 58 cm/s であった。すなわち、土石流の摩擦速度および間隙流体の乱れ速度は、粒径 15 mm の沈降速度よりも十分に大きく、15 mm 以下の粒径の砂が間隙流体中を浮遊し、乱流状態で流下する可能性があることを示しており、本研究の仮定と矛盾しない。

しかし一方で、粒径 15 mm より大きい粒径であっても、沈降速度は土石流の摩擦速度および間隙流体の乱れ速度より小さいと考えられる。言い換えれば、沈降速度と摩擦速度、乱れ速度を比較すると、より大きな粒径の土砂が土石流中を浮遊する可能性を示している。このことは流れの状態を平均化したことなどが影響している可能性が考えられる。

3.8 まとめ

本章では、大規模な土石流中の細粒土砂は、間隙水と一体となって流下すると仮定し、この間隙流体の一部を構成する細砂の最大粒径 (D_c) に着目して土石流の数値シミュレーションに用いる土石流の土砂濃度, 間隙流体密度, 土石の代表粒径の算定式および土石の連続式を提示した。2003 年に集川で発生した深層崩壊等に起因する大規模な土石流事例に対し、詳細な調査および情報収集を行った上で、数値シミュレーションを行った。その結果、細粒土砂を間隙流体の一部として扱うことで、土石流の流下・堆積過程の再現性が高まることが分かった。また、最もよく再現できた D_c は、その沈降速度と土石流の摩擦速度、間隙流体の乱れ速度の大小関係からみても、妥当と考えられる範囲の値であった。以上より、本研究の手法を数値シミュレーションに適用することにより、大規模な土石流の流下過程を推定できることを示した。

引用文献

- 芦田和男・江頭進治（1985）：長野県西部地震による御岳くずれの挙動，京都大学防災研究所年報，Vol.28，B-2，pp. 263－281
- 江頭進治・佐藤隆宏・千代啓三（1994）：砂粒子を高濃度に含む流れに及ぼす粒子径の影響，京都大学防災研究所年報，Vol.37，B-2，pp. 359－369
- 江頭進治・本田尚正・宮本邦明（1998）：姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション，水工学論文集，Vol.42，pp. 919－924
- 平野宗夫・橋本晴行・峯 敏雄・福富 章・パルー・ムハマド・サレー（1991）：高濃度の泥水によって発生する土石流の特性，水工学論文集，Vol.35，pp.459－464
- Hotta N. and Miyamoto K. (2008): Phase classification of laboratory debris flows over a rigid bed based on relative flow depth and friction coefficients International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No. 2, pp.54－61
- 堀田紀文・宮本邦明・鈴木雅一・太田猛彦（1998）：回転円筒水路を用いた高濃度固液混相流における間隙水圧分布の測定，砂防学会誌，Vol.50，No.6，pp.11－16
- Hotta N., Kaneko T., Iwata and Nishimoto H. (2013): Influence of Fine Sediment on the Fluidity of Debris Flows , Journal of Mountain Science, Vol.10, No. 2, pp.233－238
- 伊藤隆郭・江頭進治（1998）：土石流に関する構成則の比較研究，水工学論文集，Vol.42，pp. 913－918
- 伊藤隆郭・江頭進治・宮本邦明（2000）：土石流の流れに及ぼす固相・液相の材料特性の影響，水工学論文集，Vol.44，pp. 677－682
- 伊藤隆郭・宮本邦明（2002）：土石流の一次元解析法に関する研究，水工学論文集，Vol.46，pp. 671－676
- Iverson R.M. and Denlinger R.P. (2001): Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 1. Coulomb mixture theory, Journal of Geophysical Research, Vol.106, No. B1, pp. 537－552
- 熊本県（2003）：平成 15 年 集川土石流災害調査報告書，pp.3－17 － 3－24
- 熊本県（2004a）：平成 15 年度 集川災害関連緊急砂防復旧検討業務委託 報告書，pp.3－44，3－62
- 熊本県（2004b）：平成 15 年度 集川災害関連緊急砂防復旧の詳細検討業務委託 報告書，pp.2－6，pp.4－6，巻末資料 2
- 水野秀明・杉浦信男・寺田秀樹・内田太郎・原楨利幸・曾我部匡敏・桜井 亘・西本晴男・小山内信智・武澤永純・土井康弘（2003）：2003 年 7 月の梅雨前線豪雨によって発生した九州地方の土石流災害(速報)，砂防学会誌，Vol.56，No.3，pp.36－43
- 水山高久・阿部宗平・下東久巳（1987）：土石流氾濫シミュレーションと模型実験による土石流災害の再現，砂防学会誌，Vol.40，No.3，pp.17－22
- 中川 一・高橋 保・里深好文・立川康人・市川 温・吉田義則・中村行雄（1998）：平成 9 年鹿児島県出水市針原川で発生した土石流災害について，京都大学防災研究所年報，Vol.41，B-2，pp.287－298
- Nakatani K., Wada T., Satofuka Y. and Mizuyama T. (2008): Development of “Kanakano 2D (Ver.2.00),” a user-friendly one- and two-dimensional debris flow simulator equipped with a graphical user interface, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No. 2, pp.62－72

- O'Brien J.S., Julien P.Y. and Fullerton W.T. (1993): Two- dimensional water flood and mudflow simulation. J. Hydraulic Engineering Vol.119, No.2, pp. 244–261
- Rickenmann D., Laigle D., McArdell B.W. and Hübl J. (2006): Comparison of 2D debris-flow simulation models with field events, Computational Geosciences, Vol.10: pp. 241–264
- Rubey W.W. (1933): Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American Journal of Science, Vol.25, pp. 325–338
- 鈴木拓郎・堀田紀文・宮本邦明 (2009) : 非連行型侵食速度式を用いた勾配・流路幅の変化点や砂防ダムにおける土石流の数値シミュレーション, 砂防学会誌, Vol. 62, No.3, pp.14–22
- 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘 (2000) : 土石流シミュレーションモデルの比較研究, 水工学論文集, Vol.44, pp. 687–692
- 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘・蜂谷 圭 (2002) : 土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルの解析, 水工学論文集, Vol.46, pp. 667–652
- 高橋 保 (2004) : 土石流の機構と対策, 近未来社, pp. 40, pp.91
- Takahashi T. (2009): Review of Japanese Debris Flow Research, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.2, No. 1, pp.1–14
- 高橋 保・匡 尚富 (1986) : 変勾配流路における土石流の形成, 京都大学防災研究所年報, Vol.29, B-2, pp.343–359
- 高橋 保・中川 一・原田達夫 (1990) : 混合粒径材料からなる溪床侵食型土石流の予測, 京都大学防災研究所年報, Vol.33, B-2, pp.443–456
- 高橋 保・中川 一 (1991) : 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 砂防学会誌, Vol.44, No.3, pp.12–19
- 高岡広樹・橋本晴行・田竈卓也・古閑美津久・山崎一彦 (2006) : 2005 年 9 月宮崎県鰐塚山で発生した土石流の現地調査と流出規模の推定, 第 3 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.1–6
- 武澤永純・内田太郎・鈴木隆司・田村圭司 (2009) : 鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定, 砂防学会誌, Vol.62, No.2, pp. 21–28
- 和田孝志・里深好文・水山高久 (2008) : 土石流計算における 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合, 砂防学会誌, Vol.61, No.2, pp.36–40
- 山田 孝・南 哲行・小山内信智・水野秀明 (1998) : 1997 年 7 月 10 日に鹿児島県針原川で深層崩壊に起因して発生した土石流の流下・堆積実態, 砂防学会誌, Vol.51, No.1, pp.46–54
- Uchida, T., Nishiguchi, Y., Nakatani, K., Satofuka, Y., Yamakoshi, T., Okamoto, A. and Mizuyama, T. (2013): New Numerical Simulation Procedure for Large-scale Debris Flows (Kanako-LS), International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.6, pp.58–67

4. 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションの適用性の検討

4.1 はじめに

3章では、深層崩壊に起因する土石流では、ある粒径以下の細粒土砂は乱流状態となり間隙流体に取り込まれるフェーズシフトが生じるとし、この細粒土砂の最大粒径をパラメータとして、土石流の土砂濃度、流体密度、平均粒径を定式化した。そのうえで、水俣市集川の事例に適用した結果、土石流の侵食・堆積傾向が高い精度で再現できることを示した。

しかし、上記の手法が、様々な深層崩壊に起因する土石流に対しても有効であるか、適用性についての検討が不十分である。

さらに、間隙流体に取り込まれると考える細粒土砂の粒径や割合について、中川ら（1996）は堆積層中の細粒土砂の容積濃度を 0.2 とし、江頭ら（1998）および池田（2011）は細粒土砂濃度を 30% すなわち流体密度を 1.5 g/m^3 とし、江頭・伊藤（2004）は流体密度を 1.33 g/m^3 として大規模な土石流の再現計算を実施し、到達範囲や堆積深において再現性が得られているものの、これらの値の設定根拠は明確には示されていない。言い換えると、再現計算では、実績と計算結果が一致するような細粒土砂濃度や間隙流体密度が設定されている場合が多い。しかし、事前に大規模な土石流の流下・堆積過程や被害が生じるおそれのある範囲を予測するためには、細粒土砂の最大粒径（ D_c ）を予め設定する必要がある。

これに関して、Hotta et al., (2013) は土石流に含まれる微細土砂の挙動に関する実験を行い、石礫型土石流の理論に基づく抵抗係数と実験値による抵抗係数を比較した結果、同じ粒径の微細土砂でも全てが間隙流体に取り込まれるわけではないことや、流れの状態に応じて間隙流体に取り込まれる粒径が異なることを示した。また長谷川ら（2013）は、細粒土砂を含む土石流の平衡濃度について、実験値および理論値を比較した結果、間隙流体に取り込まれる細粒土砂の割合は摩擦速度／沈降速度と相関がみられることを示した。しかしながら、大規模な土石流の予測計算において、間隙流体に取り込まれる細粒土砂の粒径や割合をどの程度にすべきか、定量的に設定する方法は課題として残されている。

そこで本章では、集川を含む 5 つの深層崩壊に起因する土石流に対して、3 章と同様の考え方に基づく手法を用いた再現計算を実施し、本手法の汎用性を検討した。さらに、本手法で設定する細粒土砂の最大粒径について、各事例で土石流の流下・堆積状況が良好に再現できた細粒土砂の最大粒径は何の影響を受けているのか、どのような値を取り得るのか、予測計算ではどのように設定すべきかについて考察した。

4.2 計算モデル

3.2.2 で示した計算モデルを用いる。

4.3 対象とした土石流の実態

本章で対象とした土石流は、表 4-1 に示す深層崩壊に起因する土石流の 5 事例である。各事例の崩壊地からの流出土砂量は、表 4-2 に示す土石流発生前後の地形データの差分により算定した結果、19,000–622,000 m³ であった（表 4-1）。ここで流出土砂量とは、崩壊地から流動化して流下した土砂量であり、崩壊残土は含まない。また土石流の到達距離は、0.6–3.5 km であった（表 4-1）。ただし片井野川では、2.2–3.6 km の区間は数 m の侵食と堆積を繰り返しており、顕著な堆積が生じた区間の末端は、崩壊地から約 2.2 km の地点である（2 章参照）。土石流の粒径は、細粒土砂の粒度分布をふるい分け試験結果より、粗粒土砂や中間径の粒度分布を土石流堆積物の断面の写真判読や巨礫調査結果により作成し、これらを合成することにより推定した（表 4-3）。その結果、5 事例ともに 0.1 mm より小さい粒径から最大礫径が 0.6–4 m までの幅広い粒度分布であった。ただし通過質量百分率 40–70 % に相当する粒径は、最も粗い船石川と最も細かい七瀬谷とで 1 オーダー以上の差があった（図 4-1）。

土石流に伴う河床変動は、土石流発生前後の地形データの差分により算定した結果、最大侵食深は集川で 5 m、大用知・片井野川・七瀬谷は 0 m（侵食なし）、船石川は 7 m であった。一方、最大堆積深は集川・船石川で約 5 m、大用知・片井野川・七瀬谷で約 10 m であった。また、集川の土石流発生後の地形データおよび空中写真に基づく、土石流の流下痕跡の幅（以降、痕跡幅という）を計測した結果、痕跡幅の平均値は約 50 m であった。また、大用知・片井野川・七瀬谷・船石川の土石流の痕跡幅の平均値は、土石流発生後の空中写真より、それぞれ約 60 m、約 40 m、約 20 m、約 60 m であった。船石川においては、土石流を引き起こした深層崩壊の下流末端より約 300 m の地点に、土石流発生前に未満砂の砂防堰堤が設置されており、この砂防堰堤において大量の土石が捕捉された。対象地域の土石流実態の詳細は 2 章 を参照されたい。

さらに、集川において崩壊地周辺の 2 ヶ所の岩盤の間隙率を計測した結果、両者の地表面から深層崩壊のすべり面までの深さ方向の平均値は 0.34 であった（3.4.4 参照）。

表 4-1 対象とした土石流

| 溪流名 | 発生年月 | 崩壊地からの流出土砂量 | 流下距離 |
|---------|--------|-------------------------|--------|
| 熊本県集川 | 2003/7 | 31,000 m ³ | 1.6 km |
| 徳島県大用知 | 2004/8 | 622,000 m ³ | 1.0 km |
| 宮崎県片井野川 | 2005/9 | 272,000 m ³ | 3.6 km |
| 宮崎県七瀬谷 | 2005/9 | 183, 000 m ³ | 0.9 km |
| 鹿児島県船石川 | 2009/7 | 19,000 m ³ | 0.6 km |

表 4-2 地形データおよび土石流の流下・堆積範囲に関する参考資料一覧

| 溪流 | 地形データ | | 土石流の流下・堆積範囲に関する参考資料 |
|------|----------------------|---------------------------------|---------------------|
| | 土石流発生前 | 土石流発生後 | |
| 集川 | 地形図 (縮尺 1:5,000) | LiDAR データ(2003年撮影) (1m メッシュ) | 航空写真 |
| 大用知 | 地形図 (縮尺 1:2,500) | LiDAR データ(2004年撮影) (1m メッシュ) | 文献 (日浦ら, 2004) |
| 片井野川 | 地形図 (縮尺 1:8,000) | LiDAR データ(2005年撮影) (2m メッシュ) | 文献 (宮崎県, 2006) |
| 七瀬谷 | 地形図 (縮尺 1:8,000) | LiDAR データ(2005年撮影) (2m メッシュ) | 文献 (宮崎県, 2006) |
| 船石川 | 地形図 (縮尺 1:10,000) | 現地調査(2007年測量) (40m 間隔) | 文献 (鹿児島県, 2008) |

表 4-3 土石流の粒度分布作成に用いたデータ

| 溪流 | 細粒土砂 | | 中間径の土砂 | | 粗粒土砂 | |
|------|----------|------|------------|----------|----------|-------------|
| | 粒径 | 方法 | 粒径 | 方法 | 粒径 | 方法 |
| 集川 | <75 mm | ST*1 | 75-300 mm | IP (1)*2 | >300 mm | FM*3 (100) |
| 船石川 | <53 mm | ST | 53-1000 mm | IP (2) | >1000 mm | IP (26) |
| 片井野川 | <53 mm | ST | 53-300 mm | IP (3) | >300 mm | FM (156) |
| 大用知 | <53 mm | ST | 53-300 mm | IP (4) | >300 mm | FM (101) |
| 七瀬谷 | <37.5 mm | ST | >37.5 mm | IP (3) | - | |

*1 ST は "ふるい分け試験". *2 IP は "堆積物の断面写真判読" で、用いた写真の枚数は () 内に示す。

*3 FM は "現地の礫径計測" 計測した礫の個数は () に示す。

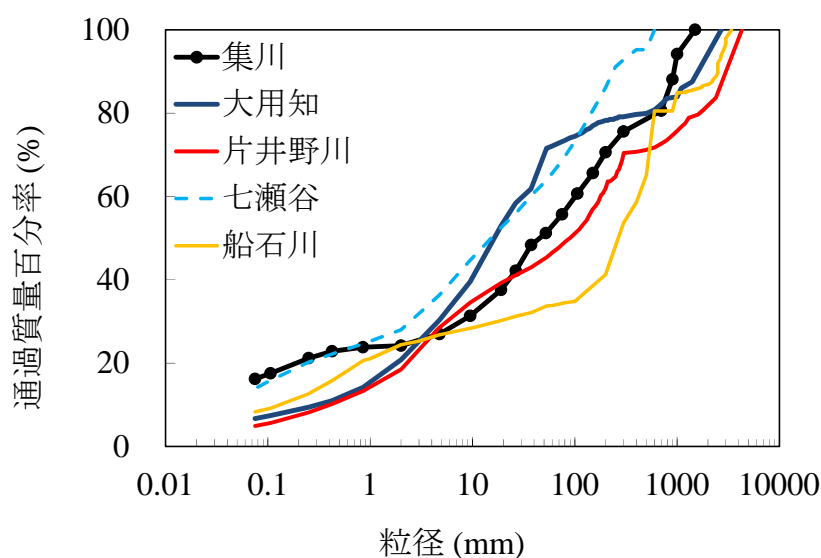


図 4-1 対象とした土石流の粒度分布

4.4 数値シミュレーションの入力条件

(1) 地形

計算区間の上流端は深層崩壊の崩土が溪流に流入した地点とした。数値計算に用いる流路の縦断形は土石流発生前の地形データを用い、流下幅は土石流の痕跡幅と発生前の溪床幅の平均とした。初期河床の移動層厚は、実際の侵食域の土石流による最大侵食深を設定した。すなわち、集川では 5 m、船石川では 7 m、他の 3 事例では 0 m（固定床）とした。集川、片井野川には、土石流の流下区間に治山堰堤が設置されていたが、土石流発生前に堰堤の上流側は天端まで土砂が堆積していたことから、堆積形状を地形として与えたうえで、天端の位置を固定床とした。船石川には、計算区間の上流端から 300 m の地点に、透過型の砂防堰堤が設置されていた。土石流中の大半の土砂はこの砂防堰堤で捕捉されたことから、数値シミュレーションでは、砂防堰堤上流の河床位が砂防堰堤の天端と水平の高さとなる面までは、砂防堰堤から下流への流出土砂量はゼロとする里深・水山（2005）の不透過型の計算方法によって、透過型砂防堰堤をモデル化した。

(2) 細粒土砂の最大粒径

細粒土砂の最大粒径（ D_c ）は時空間的に一定と仮定し、 $D_c = 1, 10, 100 \text{ mm}$ の 3 通りの計算を行ったうえで、土石流の到達距離の再現性の高い細粒土砂の最大粒径（ D_c ）を探索した。

(3) 計算区間上流端の土砂濃度・土石流の代表粒径

計算区間上流端の土砂濃度、土石流の代表粒径は（2）の細粒土砂の最大粒径を用いて、式 4.1、式 4.2 により算定した。算定値は表 4-4 のとおりである。

$$C_d = (1 - w_d)(1 - P(D_c)) \dots\dots\dots (4.1)$$

$$d_c = d(D_c) \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで、 C_d は計算区間上流端の土砂濃度、 d_c は土石の代表粒径、 $P(D_c)$ は全土石に占める粒径が D_c 以下の土石の割合、 w_d は土石流中の清水の割合、 $d(D_c)$ は粒径 D_c 以上の土石の平均粒径である。また、集川以外の 4 溪流では、岩盤の間隙率のデータがないため、集川の間隙率の測定値（0.34）を用いた。

表 4-4 計算区間上流端の土砂濃度・土石流の代表粒径

| 溪流 | 上流端の土砂濃度 | 土石流の代表粒径 |
|------|----------|----------|
| 集川 | 0.43 | 0.39 m |
| 大用知 | 0.39 | 0.56 m |
| 片井野川 | 0.36 | 1.33 m |
| 七瀬谷 | 0.38 | 0.14 m |
| 船石川 | 0.39 | 0.99 m |

(4) 計算区間上流端のハイドログラフ

崩壊土砂が土石流に変化するプロセスは十分に分かっていない点が少ない。そこで、本研究では、崩壊土砂が土石流化した後の現象を対象に数値シミュレーションを行うこととし、計算区間上流端のハイドログラフを設定した。集川では2波（泥流型土石流および石礫型土石流）の土石流が生じていたと考えられることから、3章の検討に基づき、主たる堆積域を形成した石礫型土石流を対象とし、総流出土砂量の70%の土砂を上流端から与えた。一方、大用知、船石川、片井野川、七瀬谷においても、複数波の土石流が生じた可能性があるが、現時点では十分な情報がない。そこで本章では、総流出土砂量のすべてが1波の土石流となった現象およびを仮定した。なお、集川で発生した石礫型土石流に対して、総流出土砂量は同一とし、計算区間上流端で複数波（2波、5波、10波）の土石流を想定した結果、各土石流の計算結果の到達距離は1波と同じかそれより短くなった（西口ら、2013）。

1波の土石流のハイドログラフの設定手法は、3章の再現計算で推定した手法と同様、崩壊長の長さの土塊が等速で計算区間の上流端に流入すると仮定し、上流端の水深、流速は等流条件で導かれた高橋の抵抗則を満たすとして、三角形のハイドログラフを設定した。ただし、大用知・片井野川・七瀬谷では、崩壊地の幅が、崩壊土塊の溪流への流入地点の流下幅よりも非常に広いことから、ハイドログラフの継続時間は、崩壊地の幅に対する崩壊土塊の溪流への流入地点の流下幅の急縮率に比例して長くなるとした式4.3、式4.4により設定した（図4-2）。

$$t_0 = \frac{d(D_c)(8L)^{5/2} B_{m0}^{3/2}}{2(10V_0)^{3/2} \sqrt{gI_{m0}} f(c)} \frac{B}{B_{m0}} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$f(c) = \left[\frac{1}{a_i \sin \alpha} \left(C_{d0} + (1 - C_{d0}) \frac{\rho_0}{\sigma} \right) \right]^{1/2} \left(\left(\frac{C_{d*}}{C_{d0}} \right)^{1/3} - 1 \right) \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、 L ：崩壊斜面長、 V_0 ：崩壊土砂量（水込み）、 B_{m0} ：計算区間上流端の河道幅、 B ：斜面崩壊幅、 I_{m0} ：計算区間上流端における溪床勾配、 C_{d*} ：土石の最密充填濃度（0.65）、 C_{d0} ：溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ_0 ：計算区間上流端における間隙流体の密度、 σ ：計算区間上流端における土石の密度、 a_i ：係数（0.042） α ：係数（17.8度）である。

また、各流域において、降雨による溪流の流量を、崩壊発生時付近の最大10分間雨量または最大60分間雨量に崩壊地点上流域の流域面積を乗じ、流出率を1.0として求めた（表4-5）。これより、降雨による流量は、図4-2の流量に比べて非常に小さいため、上流域の降雨による流量の増分は無視できると考えた。

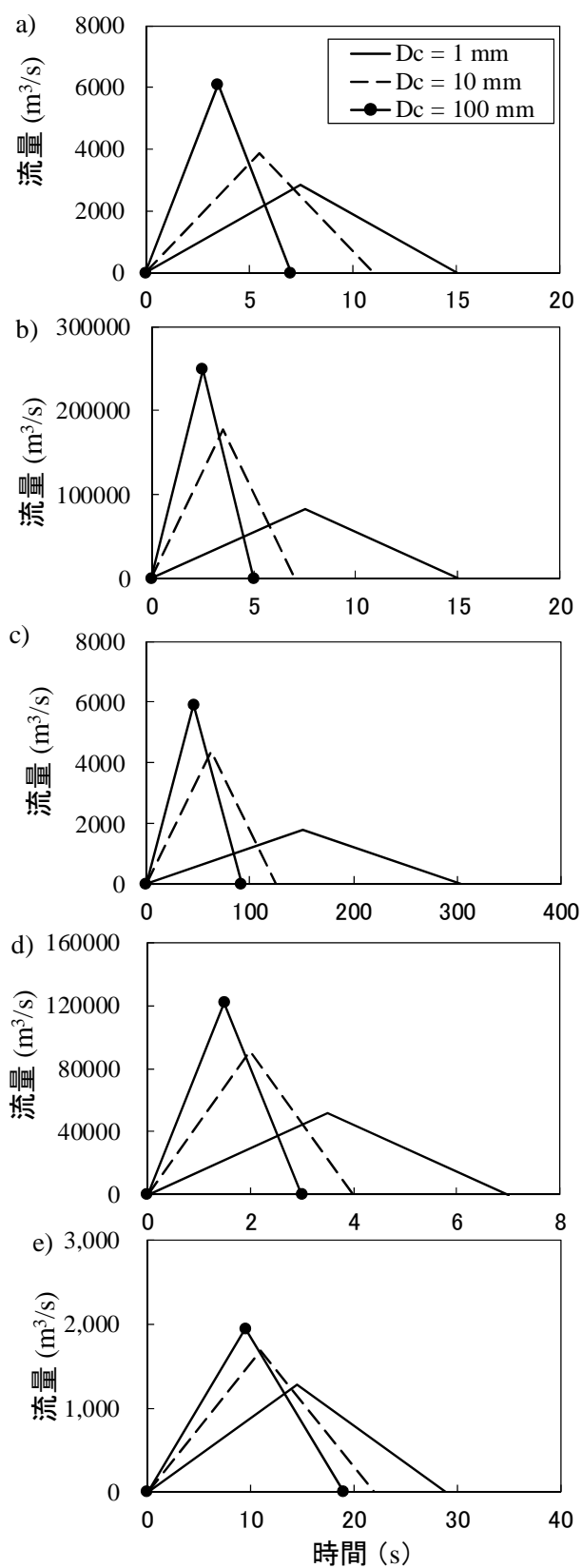


図 4-2 計算区間上流端の設定ハイドログラフ

a) 集川, b) 大用知, c) 片井野川, d) 七瀬谷, e) 船石川

表 4-5 降雨による流量算定結果

| 溪流名 | 崩壊発生時付近の 最大雨量 | 崩壊地上流域の 流域面積 | 流量 |
|---------|------------------|----------------------|-------------------------|
| 熊本県集川 | 26 mm/ 10 min | 0.58 km ² | 25.13 m ³ /s |
| 徳島県大用知 | 91 mm/ 60 min | 3.27 km ² | 82.68 m ³ /s |
| 宮崎県片井野川 | 46 mm/ 60 min | 0.20 km ² | 2.86 m ³ /s |
| 宮崎県七瀬谷 | 46 mm/ 60 min | 0.10 km ² | 1.44 m ³ /s |
| 鹿児島県船石川 | 56 mm/ 60 min | 0.03 km ² | 0.47 m ³ /s |

(5) その他の主なパラメータ

砂礫の密度は 2,650 kg/m³，河床の砂礫の容積濃度は 0.65，重力加速度は 9.8 m/s²，侵食速度係数は 0.0007，堆積速度係数は 0.05，計算の時間間隔は 0.01 s とした。これらは Kanako で設定されている既定値と等しい。

4.5 計算結果

5 事例の現地観測結果および河床変動計算結果を図 4-3 に示す。ここで，片井野川の現地観測結果は，土石流が達したと推定される 3.6 km のうち，土石流の堆積が顕著にみられた 2.2 km 区間までを，土石流の到達範囲と考える。

細粒土砂の最大粒径 (D_c) を 1 mm として計算した土石流は，5 事例ともに，実際の土石流の半分程度の距離までしか到達しなかった（図 4-3）。また，大用知，片井野川，七瀬谷のケースはともに， D_c を 1 mm とした場合，計算区間上流端付近で実際の堆積量を大きく上回る堆積量が算出された。 D_c を 1 mm とした集川の計算結果の堆積量は，計算区間上流端付近では実際の堆積量を下回ったが，300–600 m の区間において実際の堆積量を大きく上回った。船石川では， D_c を 1 mm とした場合，計算区間上流端から下流 150 m の区間は実際には侵食が生じていたが，計算では堆積が生じた（図 4-3）。さらに船石川では，実際は砂防堰堤から一部の土砂が流下したが， D_c を 1 mm とした計算結果では全量が捕捉される結果となった。

一方，細粒土砂の最大粒径 (D_c) の値を 100 mm にすると，船石川を除く 4 事例では D_c を 1 mm としたときに比べて，計算結果の到達距離は長くなり，実際の土石流よりも下流まで流下した。船石川では，砂防堰堤で土砂が全て捕捉され， D_c が 1 mm のときと同様に，実際の土石流より 300 m 上流で停止した。さらに集川，船石川では， D_c を 1 mm としたときに比べて，計算区間上流端付近で侵食が生じる区間が顕著にみられるようになり，固定床で計算を実施した大用知，片井野川，七瀬谷では堆積も侵食もしない区間が現れるようになった。この計算結果は，集川，大用知，片井野川，七瀬谷では実際の土石流よりも侵食が進み，船石川では実際の土石流よりも侵食が不足するものであった。

上記を踏まえて，細粒土砂の最大粒径 (D_c) を変化させ，試行錯誤により，実際の到達距離が最も良く一致する D_c を設定した。その結果，集川，大用知，片井野川，七瀬谷，船石川において， D_c が各々 15 mm，10 mm，50 mm，8 mm，200 mm のときに計算の到達距離が実績と概ね一

致した（図 4-3）。また、このとき、片井野川の上流域を除き、集川、大用知、七瀬谷および船石川では侵食・堆積形状は計算結果と実績で概ね等しかった。また、船石川においては、堰堤より下流側の河床変動に関する実績のデータは得られていないが、大半の土砂が堰堤で捕捉されたという実績と計算結果は定性的に一致していた。

以上の結果より、細粒土砂の最大粒径（ D_c ）を適切に設定できれば、共通のモデルで深層崩壊に起因する土石流の到達範囲のみならず、土石流の侵食・堆積形状も概ね再現できる可能性があることが分かった。ただし、再現性の得られる D_c の値は、土石流によって異なることも分かった。

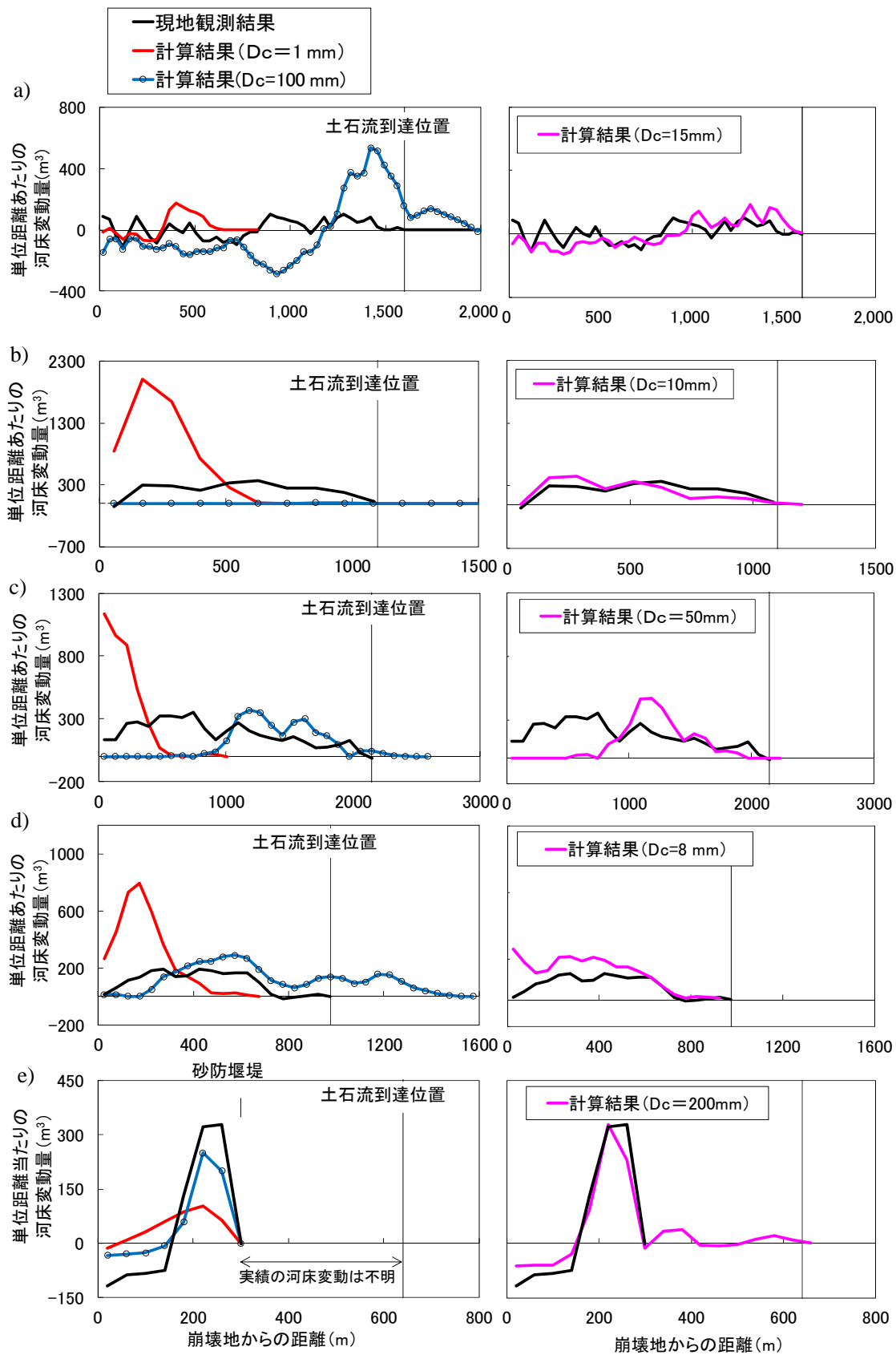


図 4-3 現地観測結果と計算結果の河床変動量

a) 集川, b) 大用知, c) 片井野川, d) 七瀬谷, e) 船石川

4.6 考察

4.6.1 細粒土砂の最大粒径 (D_c)の妥当性の検討

4.5 において、深層崩壊に起因する土石流を良好に再現できた各々の細粒土砂の最大粒径 (D_c) の妥当性について考察する。

大規模な土石流において間隙流体と一体として振る舞う細粒土砂は、流れが継続する時間スケールに対して、沈降する速度が小さい（沈降による時間が長い）ため間隙流体と一体となって、流下しているように見えると考えられてきている（Iverson, 1997 など）。一方、一般に河川では、水流の摩擦速度より、ある土粒子の沈降速度が大きい場合、当該土粒子は浮上しうると考えられている（芦田ら, 1983 など）。ただし、石礫型の土石流の場合、流体内部のエネルギー散逸を粗礫の非弾性衝突、粗礫間の摩擦、粒子間の間隙水の乱れの3つによって評価できるとした構成則が提案され（江頭ら, 1989）、粒子間の間隙流体の乱れの大きさを乱れ速度や乱れ強度として、算出する手法が提案されてきた（江頭ら, 1994; 堀田ら, 1998 など）。そこで、本研究でも前節で同定した細粒土砂の最大粒径 (D_c)（集川 15 mm, 大用知 10 mm, 片井野川 50 mm, 七瀬谷 8 mm, 船石川 200 mm）の沈降速度と摩擦速度、乱れ速度を比較する。

土石流の摩擦速度 (v_f) は式 4.5 により算定した。

$$v_f = \sqrt{ghI} \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで h は水深, I は河床勾配である。

土粒子の土石流中の沈降速度 (ω_0) の算定は、式 4.6 を用いた。

$$\omega_0(\phi) = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2\rho}{sg\phi^3(\sigma - \rho)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2\rho}{g\phi^3(\sigma - \rho)}} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)g\phi} \dots\dots\dots (4.6)$$

ここで、 ν は動粘性係数で水温 20°C の約 0.01 cm²/s を用い、流体密度 ρ の算定に用いる土砂の間隙率は崩土と河床の平均値 0.345 とした。

間隙流体の乱れ速度 (v_t) は、式 4.7・式 4.8 のように表される（堀田ら, 1998）。

$$v_t = \sqrt{\left(\frac{l}{d(D_c)}\right)^2 \frac{25u^2}{4h^2} d(D_c) \left(1 - \frac{z}{h}\right)} \dots\dots\dots (4.7)$$

ただし

$$\frac{l}{d(D_c)} = \sqrt{k_f} \left(\frac{1 - C_d}{C_d} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (4.8)$$

ここで、 l は混合距離, k_f は係数 (0.16), C_d は粗粒土砂の土砂濃度, u は流速, z は河床からの高さである。水深方向の平均乱れ速度 (v_{tm}) は式 4.9 のように表される。

$$v_{tm} = \frac{\int_0^h \sqrt{\left(\frac{l}{d(D_c)}\right)^2 \frac{25u^2}{4h^2} d(D_c) \left(1 - \frac{z}{h}\right)} dz}{h} \dots\dots\dots (4.9)$$

本研究の対象 5 事例の、土石流の摩擦速度、土粒子の沈降速度、間隙流体の乱れ速度は、それ

ぞれ式 4.5, 式 4.6, 式 4.9 を用いて, 下記の手順で算定した。

まず, 計算区間上流端から土石流到達範囲末端までの約 1/4 の地点, 約 1/2 の地点, 約 3/4 の地点の各地点において, 計算開始後から 5400 秒間までの総通過流砂量の 70 %が通過 (大半の土砂移動が終了) する時刻までの平均の摩擦速度, 沈降速度, 乱れ速度を算定し, そのうえで3地点の摩擦速度, 沈降速度, 乱れ速度を平均した結果を土石流の摩擦速度, 沈降速度, 乱れ速度とした。ただし, 船石川は砂防堰堤で土砂を概ね全量捕捉していることから, 計算区間上流端から砂防堰堤地点までの約 1/4 の地点, 約 1/2 の地点, 約 3/4 の地点の3地点で同様な算定を行った。各事例の土石流の摩擦速度, 細粒土砂の沈降速度, 間隙流体の乱れ速度の算定結果は表 4-6 のとおりである。また, 沈降速度と摩擦速度の関係および沈降速度と乱れ速度の関係を図 4-4 に示す。

摩擦速度は, 沈降速度の約 3–21 倍であり, 乱れ速度は, 沈降速度の約 1–4 の範囲内にあった。すなわち, 土石流の摩擦速度およびは間隙流体の乱れ速度は, 細粒土砂の最大粒径の沈降速度よりも大きかった。これは, 各事例の細粒土砂の最大粒径 (D_c) の土粒子が間隙流体中を浮遊し, 乱流状態で流下した可能性があることを示している。

表 4-6 対象事例の土石流の摩擦速度, 細粒土砂の沈降速度, 間隙流体の乱れ速度

| 溪流名 | 土石流の摩擦速度 | D_c の沈降速度 | 間隙流体の乱れ速度 |
|------|----------|-------------|-----------|
| 集川 | 201 cm/s | 24 cm/s | 50 cm/s |
| 大用知 | 392 cm/s | 18 cm/s | 71 cm/s |
| 片井野川 | 151 cm/s | 39 cm/s | 80 cm/s |
| 七瀬谷 | 256 cm/s | 16 cm/s | 25 cm/s |
| 船石川 | 224 cm/s | 83 cm/s | 95 cm/s |

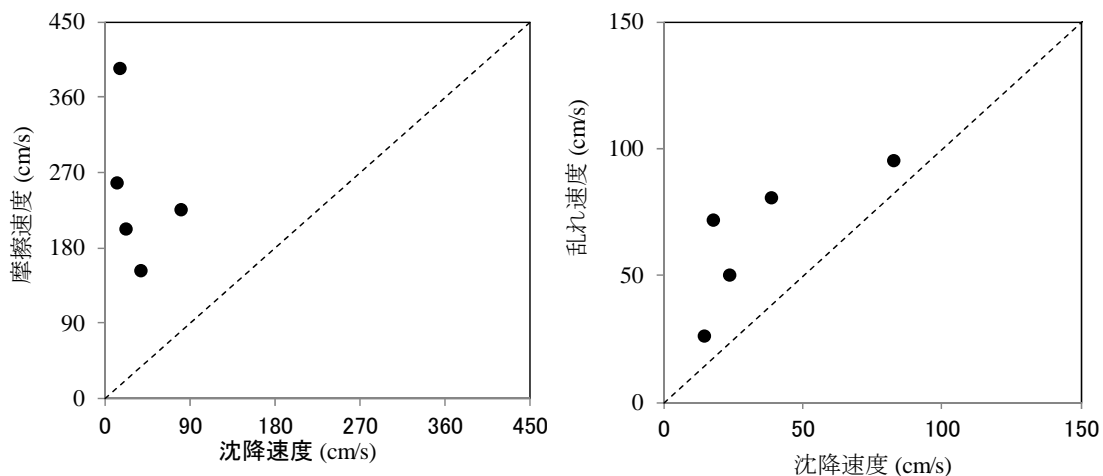


図 4-4 沈降速度と摩擦速度の関係 (左図) および沈降速度と乱れ速度の関係 (右図)

4.6.2 細粒土砂の最大粒径(D_c)の主な支配要因検討

次に、細粒土砂の間隙流体への取り込みに関する主な支配要因検討として、

- ①土石流の土砂量と細粒土砂の最大粒径(D_c)の関係
- ②土石流の土砂量と間隙流体中の細粒土砂の濃度(以降、細粒土砂濃度という)の関係
- ③土石流の平均粒径と細粒土砂の最大粒径(D_c)の関係
- ④土石流の平均粒径と細粒土砂濃度の関係
- ⑤細粒土砂の最大粒径(D_c)と細粒土砂濃度の関係

について検討する。

ここで、細粒土砂濃度は、摩擦速度、乱れ速度、沈降速度の算定と同地点で、同じ時間帯の値を算定したうえで、その時間帯および3地点の平均を求めることにより算定した。

(1) 土石流の土砂量と細粒土砂の最大粒径、細粒土砂濃度の関係

大用知の土石流の土砂量(約 62.2 万 m^3)は、集川、七瀬谷の土石流の土砂量(それぞれ約 3.1 万 m^3 , 約 8.3 万 m^3)に比べて、1 オーダー大きいものの、細粒土砂の最大粒径は 8–15 mm と概ね同じオーダーであった(図 4-5 a) 左図)。一方、船石川の土石流の土砂量(約 1.9 万 m^3)は集川と概ね同等であるものの、細粒土砂の最大粒径は 200 mm と集川に比べて 1 オーダー大きくなった。一方、流体として扱う間隙流体中の細粒土砂濃度は、土石流規模の違いにも関わらず、5 事例とも概ね 0.4–0.5 の範囲にあり、その差は小さい(図 4-5 a) 右図)。以上より、土石流の土砂量と細粒土砂の最大粒径、細粒土砂濃度との間に、明瞭な関係はみられなかった。

(2) 土石流の平均粒径と細粒土砂の最大粒径、細粒土砂濃度の関係

土石流の平均粒径は、土石流堆積物の粒度分布図(図 4-1)から求めた。

5 事例のうち、土石流の平均粒径が 400 mm 以下の 3 事例(集川、大用知、七瀬谷)の再現計算に用いた細粒土砂の最大粒径は 15 mm 以下であるのに対し、土石流の平均粒径が 600 mm 以上の 2 事例(片井野川、船石川)の細粒土砂の最大粒径は 50 mm 以上であり、土石流の平均粒径が大きいグループでは、細粒土砂の最大粒径も大きい傾向にあった(図 4-5 b) 左図)。ただし、土石流の平均粒径と細粒土砂の最大粒径とに明瞭な相関関係はみられなかった。一方、流体として扱う細粒土砂濃度は、平均粒径の違いにも関わらず、5 事例とも概ね 0.4–0.5 の範囲にあり、その差は小さかった(図 4-5 b) 右図)。また、図 4-5 c) より、細粒土砂の最大粒径が土石流の事例により 15–200 mm と広く分布するのに対して、細粒土砂濃度は、0.4–0.5 と差異は小さい。以上より、各事例の細粒土砂の最大粒径は、粒径そのものの影響を受けているのではなく、細かい土砂から間隙流体に取り込まれた結果、細粒土砂濃度が 0.4–0.5 となる粒径に相当したものである可能性が考えられる。

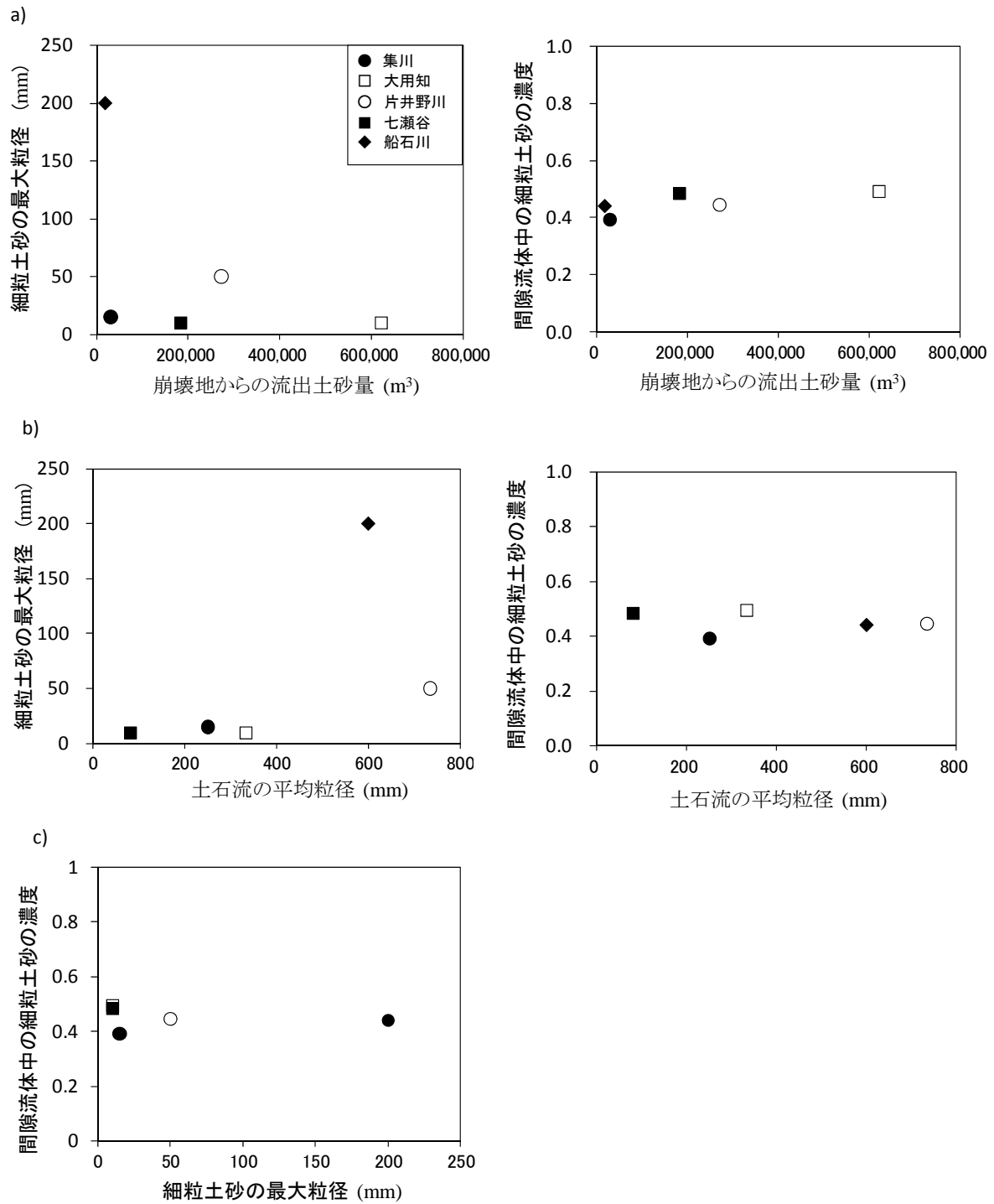


図 4-5 細粒土砂の間隙流体へ取り込みの支配要因検討

- a) 土石流の土砂量と細粒土砂の最大粒径および細粒土砂濃度の関係
- b) 土石流の平均粒径と細粒土砂の最大粒径および細粒土砂濃度の関係
- c) 細粒土砂の最大粒径と細粒土砂濃度の関係

(3) 既往事例の細粒土砂濃度との比較検討

前項の検討より、深層崩壊に起因する土石流を良好に再現できた間隙流体の細粒土砂濃度は、土石流の土砂量、土石の粒度分布によらず 0.4–0.5 程度となった。これは、間隙流体中の細粒土砂濃度が非常に高くなると、水と細粒土砂は一体の流体としては挙動しにくくなるため、流体として振る舞える上限の細粒土砂濃度があり、上限の土砂濃度が概ね 0.4–0.5 程度である可能性が指摘できる。これまでも、細粒土砂の土石流を対象とした水路実験結果より、ある濃度以上の濃度では、粒子間隔が狭くなり、細粒土砂の粒子は乱流状態では移動しにくく、層流状態の運動に近くなることが指摘されている（江頭ら, 1993）。すなわち、間隙流体中の細粒土砂濃度は、流体として振る舞える上限のようなものが存在する可能性がある。

また、土石流中の細粒土砂濃度について、既往の微細土砂を用いた土石流の水路実験結果および粘性土石流・火山泥流の現地観測・現地調査による推定値を収集し、既往の文献に示されている土砂濃度を表 4-7 に示した。文献中に複数の値が示されている場合は、最大値と最小値を記載した。表 4-7 から、細粒土砂を主体とする土石流の土砂濃度は、既往の各実験において、土砂濃度の上限は 0.23–0.54 の範囲であり、その多くは 0.4–0.45 であった。現地の調査事例は少ないが、各箇所の上限值は 0.3–0.51 で、実験とほぼ同じ範囲であった。また、これらの値の上限值は、今回の土石流の再現計算に用いた間隙流体中の細粒土砂濃度に近い値であった。

以上の結果は、水と細粒土砂は一体の流体として挙動できる上限の土砂濃度はある程度決まっており、その上限値は、概ね 0.4–0.5 程度であるとした仮説を支持するものである。すなわち、今回の事例については、間隙流体の乱れの程度において、十分に多くの浮上可能な細粒土砂が存在したため、間隙流体中の細粒土砂濃度は、水と細粒土砂は一体の流体としては挙動できる上限の土砂濃度に近い土砂濃度に達したとした場合に、土石流の流下範囲が概ね再現できた可能性が考えられる。

表 4-7 微細土砂濃度に関する既往のデータ

| 実験に関する論文 | 対象現象* | 微細土砂等の土砂濃度 |
|------------------------------|--------------------------|------------|
| 芦田ら, 1985 | 微細土砂を高濃度に含む流れ | 0.15–0.35 |
| 芦田ら, 1986 | 微細土砂を高濃度に含む流れ | 0.16–0.23 |
| 新井・高橋, 1986 | 泥流型土石流 | 0.1–0.42 |
| O'Brien and Julien, 1988 | Mud flow | 0.1–0.45 |
| Major and Pierson, 1992 | Fine-grained slurries | 0–0.54 |
| 江頭ら, 1993 | 微細土砂を高濃度に含む流れ | 0.04–0.32 |
| 高橋・小林, 1993 | 粘性土石流 | 0.21–0.32 |
| Mainali and Rajaratnam, 1994 | 微細土砂を高濃度に含む流れ | 0.03–0.44 |
| Coussot and Piau, 1995 | Clay–sand–water mixtures | 0–0.43 |
| 新井・高橋, 1996 | 高濃度泥流 | 0.23–0.4 |
| 高橋ら, 1996 | 中間型および泥流型土石流 | 0–0.4 |
| 現地観測に関する論文 | 対象現象 | 微細土砂等の土砂濃度 |
| 高橋・小林, 1993 | 雲南省 蔣家溝 粘性土石流 | 0.2–0.3 |
| 石田ら, 2001 | 有珠山噴火に伴う泥流 | 0.51 |
| 南里ら, 2009 | 十勝岳噴火に伴う泥流 | 0.4 |

*: 対象現象は文献中の用語を引用

4.7 まとめと今後の課題

4.7.1 数値シミュレーション手法の汎用性

本章では、3章で集川の土石流に対して再現できた深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション手法を、崩壊規模や土石流の流下過程の異なる他の4つの土石流事例に適用した。その結果、土石流中の土石はすべて同じ挙動を示すと考えると土石流の到達距離等においていずれの土石流も再現性が低かったものの、本研究の提案手法において、細粒土砂は間隙流体とみなし、その最大粒径を8–200 mmに設定することで、各事例の土石流の到達距離および侵食・堆積傾向を概ね再現できることが確認された。

ただし、崩壊土砂が土石流に変化するプロセスは十分に分かっていない点が少なくないため、本章では、集川を除く他の事例では、すべての流出土砂が1波の土石流となった後の現象を対象に数値計算を行った。その結果、到達距離を再現できても、侵食・堆積状況のすべてを再現できたわけではない。特に、上流域（片井野川、七瀬谷など）の侵食・堆積状況の再現性は必ずしも良くない場合がある。これらのことは、上流端の供給条件をこのように単純化した影響による可能性が考えられる。土石流の流下過程に関する数値計算の精度を向上させるためには、土石流の発生機構に関するより詳細な検討が必要と考えられる。

4.7.2 細粒土砂の最大粒径 (D_c) の支配要因

細粒土砂の浮遊機構については、不明な点が残されているものの、再現性が高かった条件下において、間隙流体に取り込まれる粒径の沈降速度は、土石流の摩擦速度の $1/21-1/3$ 、間隙流体の乱れ速度の $1/4-1$ の範囲にあり、力学的には、細粒土砂が間隙流体と一体で流れるとした仮定は、不自然でないことを示した。一方、この結果は、乱れ速度（摩擦速度）<沈降速度の条件を満たす全て土砂が浮遊可能とした場合、より大きな粒径の土砂が土石流中を浮遊する可能性も考えられる。土石流の間隙流体中に細粒土砂が浮遊する機構については、更なる検討が必要と考えられる。

対象事例での土石流の土砂量や流下距離を再現できるように設定した細粒土砂の最大粒径 (D_c) は、事例により差異がみられるものの、計算上、流体として扱った細粒土砂の間隙流体中の容積濃度に着目すると、5事例ともに概ね0.4–0.5の範囲にあり、その差は小さかった。

さらに、土石流の細粒土砂の容積濃度に関する既往研究データを収集・整理した結果、既往データの大半は土砂濃度の上限が0.4–0.5の範囲にあった。これらより、流体中に浮遊し得る細粒土砂が十分に存在している場合、これらの細粒土砂は流体（乱流）として振る舞うことが可能であるが、細粒土砂濃度が非常に高濃度になると、乱流状態で移動できなくなる、すなわち、細粒土砂濃度の上限値のようなものが存在すると考えられた。

つまり、対象とした5事例は、地形や粒度分布は異なるものの、いずれも細粒土砂が多く含まれ（10 mm以下の土砂が全体の土砂の20%以上）、かつ間隙流体の乱れが非常に大きかったため、いずれも間隙流体中の細粒土砂濃度は上限値に近い流れであったと推定された。

従って、深層崩壊に起因するような大規模な土石流の流下・過程を事前に予測するための計算では、細粒土砂濃度を上限の0.4–0.5程度に設定すれば、乱れが十分大きく、氾濫範囲が広がるケースの、ある程度安全側の計算を行うことが可能となると考えられる。

引用文献

- 芦田和男・高橋 保・道上正規 (1983) : 河川の土砂災害と対策, p.30
- 芦田和男・山野邦明・神田昌幸 (1985) : 高濃度流れに関する研究(1)-粘性係数と沈降速度-, 京都大学防災研究所年報, Vol.28, B-2, pp.367-377
- 芦田和男・山野邦明・神田昌幸 (1986) : 高濃度流れに関する研究(2), 京都大学防災研究所年報, Vol.29, B-2, pp.361-375
- 新井宗之・高橋 保 (1986) : 泥流型土石流の流動機構, 土木学会論文集, Vol.375, pp.69-77
- 新井宗之・高橋 保 (1996) : 高濃度泥流の変動流速測定, 水工学論文集, Vol.40, pp.1033-1038
- Coussot, P. & Piau J.M. (1995): The effect of an addition of force-free particles on the rheological properties of fine suspensions, Can. Geotech. J., Vol.32, pp.263-270
- 江頭進治・芦田和男・田野中新・佐藤隆宏 (1993) : 微細砂を高濃度に含む流れの特性, 水工学論文集, Vol.37, pp.517-522
- 江頭進治・芦田和男・矢島 啓・高濱淳一郎 (1989) : 土石流の構成則に関する研究, 京都大学防災研究所年報, Vol.32, B-2, pp.487-501
- 江頭進治・本田尚正・宮本邦明 : 姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション (1998) : 水工学論文集, Vol.42, pp. 919-924
- 江頭進治・伊藤隆郭 (2004) : 日本流体力学会数値流体力学部門 web 会誌, 第 12 巻, 第 2 号, pp.33-43
- 江頭進治・佐藤隆宏・千代啓三 (1994) : 砂粒子を高濃度に含む流れに及ぼす粒子径の影響, 京都大学防災研究所年報, Vol.37, B-2, pp.359-369
- 長谷川裕治・杉浦信男・岡本 敦・内田太郎・林 真一郎・丹羽 諭・鈴木拓郎 (2013) : 細粒土砂が土石流の平衡濃度に及ぼす影響に関する実験, 平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集, B-118-B-119
- Hotta N., Kaneko T., Iwata T. and Nishimoto H. (2013): Influence of Fine Sediment on the Fluidity of Debris Flows, Journal of Mountain Science, 10(2), pp.233-238
- 堀田紀文・宮本邦明・鈴木雅一・太田猛彦 (1998) : 回転円筒水路を用いた高濃度固液混相流における間隙水圧分布の測定, 砂防学会誌, Vol.50, No.6, pp.11-16
- 池田暁彦 (2011) : 土石流の発生・流出過程に関する研究, 学位論文, 186pp.
- 石田哲也・仲野公章・山田 孝・橋田欣一・溝口昌晴 (2001) : 有珠山噴火時に発生した火山泥流の流下・氾濫・堆積特性と橋梁等の被害発生機構, 砂防学会研究発表会概要集, pp. 438-439
- Major J.J & Pierson T.C. (1992): Debris Flow Rheology: Experimental Analysis of Fine-Grained Slurries, Water Resour. Res., Vol.28, No.3, pp.841-857
- Mainali, A. & Rajaratnam, N. (1994): Experimental Study Of Debris Flows, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No.1, pp.104-123
- 中川 一・高橋 保・澤田豊明・里深好文 (1996) : 計画土石流の設定と避難計画, 京都大学防災研究所年報, Vol.39, B-2, pp.347-371
- Nakatani K., Wada T., Satofuka Y. and Mizuyama T. (2008): Development of “Kanako 2D (Ver.2.00),” a user-friendly one- and two-dimensional debris flow simulator equipped with a graphical user interface,

International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, No. 2, pp.62－72

南里智之・福岡博史・原田憲邦・安藤裕志・伊藤英之・栢木敏仁・山田 孝（2009）：現地野外データ解析にもとづく 1926 年十勝岳大正泥流の流下・氾濫堆積過程に関する研究砂防学会誌, Vol.61, No.5, pp.21－30

西口幸希・長井 斎・内田太郎・水山高久（2013）：土石流発生時のハイドログラフが土石流計算結果に及ぼす影響, 砂防学会研究発表会概要集 B, pp. 108－109

西口幸希・内田太郎・石塚忠範・里深好文・中谷加奈（2011）：細粒土砂の挙動に着目した大規模土石流の流下過程に関する数値シミュレーションー深層崩壊に起因する土石流への適用ー, 砂防学会誌, Vol.64, No.3, pp.11－20

西口幸希・内田太郎・石塚忠範・里深好文・中谷加奈・水山高久（2012）：深層崩壊に起因する土石流の流下過程に関する数値シミュレーション, 第 6 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.167－172

Nishiguchi Y., Uchida T., Takezawa N., Ishizuka T. and Mizuyama T. (2012): Runout Characteristics and Grain Size Distribution of Large-scale Debris Flows Triggered by Deep Catastrophic Landslides, Special Issue on International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.5, No.1, pp.16－26

O'Brien, J.S. & Julien, P.Y. (1988): Laboratory Analysis of Mudflow Properties, J. Hydraul. Eng. Vol.114, pp.877－887

里深好文・水山高久（2005）：砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算, 砂防学会誌, Vol.58, No.1, pp.14－19

高橋 保（2004）：土石流の機構と対策, 近未来社, p.91

高橋 保・小林幸一郎（1993）：粘性土石流の流動機構に関する研究, 京都大学防災研年報, Vol.36, B-2, pp.433－449

高橋 保・里深好文（2002）：石礫型及び乱流型土石流の一般理論とその実用化モデル, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, pp.33－42

高橋 保・里深好文・千代啓三（1996）：土石流の慣性領域での流動則, 京都大学防災研究所年報, Vol.39, B-2, pp.333－346

5. 土石流の流下過程に及ぼす上流端ハイドログラフの影響に関する数値計算

5.1 はじめに

土石流の数値計算手法の開発・改良にあたっては、既存の災害実績や水理実験結果を再現することにより、その妥当性について検討が行われてきた（高橋ら, 1993 ; Wang et al., 2008 など）。また、災害の機構や過程を明らかにする目的でも、数値計算が用いられてきた（中川ら, 1998; 江頭・伊藤, 2004 など）。これまでの土石流の流下・氾濫に関する数値計算の多くは、計算区間を設定し、その上流端にハイドログラフやセディグラフを与え、土石流の流下、氾濫、侵食・堆積状況を計算するものである。

崩壊に起因する土石流が発生した直後のハイドログラフやセディグラフを予想することは難しい。土石流災害に関する再現計算を行う際でも、現地調査や空中写真判読等により、総流出土砂量についてはある程度推定できるものの、その土砂が 1 波で流出したのか、複数波に分かれて流出したのか、土石流の継続時間はどの程度か、については不明な場合が多い。災害後の現地調査やヒアリング等により、複数波の土石流の流下が推定された場合があっても（江頭ら, 1998 ; 水野ら, 2003 など）、何波で流出したのか、複数波の発生間隔は何分程度であったのか等の具体的な情報を得られることはあまりない。このようなことから、これまでの再現計算におけるハイドログラフの設定には、タンクモデルや貯留関数等の流出解析結果を用いた方法（高橋・中川, 1991; 中川ら, 2001 など）や、砂防基本計画策定指針による土石流総量を用いた方法（中谷ら, 2009 など）、流下痕跡に基づく推定のピーク流量のみを合わせる方法（宮崎県, 2006 など）等が用いられてきた。また、本論文の 3 章および 4 章での計算では、崩壊地末端部の流れは石礫型土石流の抵抗則を満たすものと仮定した、1 波のハイドログラフを上流端のハイドログラフに設定した。

計算上流端のハイドログラフを何らかの実績データに基づき設定することは困難であるにも関わらず、これまで、計算上流端のハイドログラフが数値計算結果に及ぼす影響についての知見はあまり得られていない。計算上流端のハイドログラフが下流のハイドログラフに及ぼす影響に関する、数少ない研究のひとつに、中川ら（1996）が岐阜県洞谷の土石流の再現計算において検討した研究がある。中川ら（1996）は、崩壊規模や崩壊発生位置、崩壊箇所数が異なる場合を想定した上流端ハイドログラフを設定し、土石流ハイドログラフに及ぼす影響を検討した結果、大規模な深層崩壊に対しては別途検討が必要であるが、豪雨性の表層崩壊を対象としたときには、崩壊規模が土石流ハイドログラフに与える影響はあまりないのに対して、崩壊位置の違いは土石流の規模や流出時間に大きく影響することを示した。また複数の崩壊が発生した場合は 1 箇所の崩壊に比べて土石流規模が大きくなり、それぞれの崩壊の発生時刻の違いが土石流ハイドログラフに大きく影響することが明らかにされた。一方、崩壊現象によって、崩壊地末端部の土石流ハイドログラフの継続時間は様々な可能性が考えられ、また一か所の崩壊地でも、崩壊が複数回発生するなど、土砂流出は 1 波ではなく複数波となる可能性も考えられる。

そこで本章では、深層崩壊が 1 箇所が発生するとし、位置・規模が同一の深層崩壊に対して、上流端ハイドログラフの継続時間や土石流の発生回数を変化させた場合や、複数波の各土石流規模が異なる場合における、下流河道のハイドログラフや土石流到達距離に及ぼす影響を把握した。

5.2 崩壊に起因する土石流の現象

崩壊に起因して土石流が発生し、流下する現象は、下記の①－④のケースが想定される。

①1 波の土石流となり流下する

②複数波の土石流が連続的に流下する

③複数波の土石流がある程度時間をおいて流下する

④崩土により河道が一時的に閉塞し、天然ダムが決壊することによって土石流となり流下する

ここで、④の天然ダムが形成・決壊するケースは、天然ダムの形状（高さ、法勾配）や越流時の降雨規模などの、天然ダムに関する複数のパラメータが関与することから、本章では、①－③を対象に検討を行った。

5.3 計算方法

(1) 計算モデル

3.2.2 で示した計算モデルを用いる。

(2) 対象とした土石流

2003 年の熊本県水俣市集川で発生した土石流および 2004 年に宮崎県片井野川で発生した土石流を対象とした。いずれも深層崩壊に起因して発生した土石流で、概要を表 5-1 に示す。これらの土石流実態の詳細は 2 章に詳しい。

(3) 数値シミュレーションの入力条件

1) 地形

計算区間の縦断標高は、土石流発生前の地形データを用い、流下幅は土石流の痕跡幅と発生前の溪床幅の平均とした。初期河床の移動層厚は、実際の侵食域の土石流による最大侵食深とし、集川では 5 m、片井野川では 0 m（固定床）とした。集川、片井野川に配置されていた治山堰堤は、4.4 (1) と同様、堆積形状を地形として与えたうえで、天端の位置を固定床とした。

集川と片井野川の縦断標高、勾配、流下幅は、図 5-1 に示すとおりである。集川は、崩壊地直下の勾配は約 20 度であり、土石流停止位置付近の崩壊地から 1.6 km 下流の勾配は約 0 度である。一方、片井野川では、崩壊地直下の勾配は 10 度程度と集川よりも緩く、主な堆積域末端部の約 2.2 km 下流の勾配は 1 度と、集川よりも勾配変化は小さい。流下幅については、集川は崩壊地直下で約 40 m、約 800 m 地点の谷出口で約 100 m と大きく広がる。片井野川は、崩壊地直下で約 40 m、下流では川幅の広い箇所と狭い箇所があるが、平均的な川幅は縦断的にあまり変わらない。

表 5-1 対象とする土石流の概要

| 溪流 | 発生年月 | 崩壊地からの流出土砂量 | 流下距離 |
|------|--------|------------------------|--------|
| 集川 | 2003/7 | 31,000 m ³ | 1.6 km |
| 片井野川 | 2004/9 | 272,000 m ³ | 3.5 km |

表 5-2 計算区間上流端の土砂濃度・土石流の代表粒径

| 溪流 | 上流端の土砂濃度 | 土石流の代表粒径 |
|------|----------|----------|
| 集川 | 0.43 | 0.39 m |
| 片井野川 | 0.36 | 1.33 m |

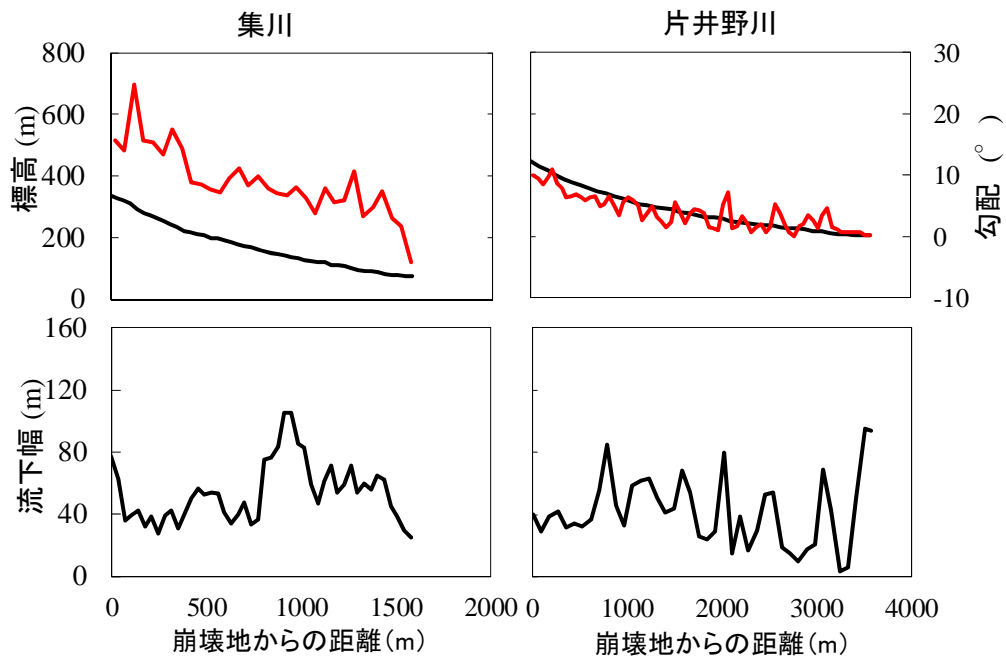


図 5-1 集川と片井野川の縦断標高，勾配，土石流の流下幅

2) 細粒土砂の最大粒径

細粒土砂の最大粒径 (D_c) は，実際の土石流の到達距離および侵食堆積過程を良好に再現した値とした。4 章の結果より，集川では $D_c=15$ mm，片井野川では $D_c=50$ mm である。

3) 計算区間上流端の土砂濃度・土石流の代表粒径

計算区間上流端の土砂濃度および土石流の代表粒径は，前節の細粒土砂の最大粒径を用いて，式 5.1，式 5.2 により算定した。算定値は表 5-2 のとおりである。

$$C_d = (1 - w_d)(1 - P(D_c)) \dots\dots\dots(5.1)$$

$$d_c = d(D_c) \dots\dots\dots(5.2)$$

ここで、 C_d は計算区間上流端の土砂濃度、 d_c は土石の代表粒径、 $P(D_c)$ は全土石に占める粒径が D_c 以下の土石の割合、 w_d は土石流中の清水の割合、 $d(D_c)$ は粒径 D_c 以上の土石の平均粒径である。崩壊土砂の清水の割合は、地盤の間隙が水で飽和していたと仮定し、岩盤の間隙率の測定値（0.34）とした。

4) 計算区間上流端のハイドログラフ

5.2 に示した①－③の現象を想定し、ハイドログラフを設定した。集川および片井野川の崩壊の個数、崩壊位置、崩壊規模は、それぞれ現地調査やLP計測等により推定された値を用い、一定とした。なお、崩壊の個数は2事例とも1箇所である。また崩壊規模を一定とすることから、崩壊発生後のハイドログラフの総量は全ケースで同じとした。ハイドログラフの設定方法を以下に、計算ケースを表5-3に示す。

① 1波の土石流（ケース1（表5-3））

本論文の3章および4章の計算区間の上流端のハイドログラフの設定では、計算区間上流端の土石流の先頭と末尾の長さが崩壊地の長さと同じと仮定した。また、計算区間上流端における流速と水深は、等流条件で導かれた高橋の抵抗則に従うものとして、1波の三角形のハイドログラフを想定した。集川および片井野川におけるこれらのハイドログラフを標準のケース（以降、ケース1.0と呼ぶ）とした。ケース1.0のハイドログラフは、集川では継続時間が10秒、ピーク流量が $4,270 \text{ m}^3/\text{s}$ 、片井野川では継続時間が101秒、ピーク流量が $5,387 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

本章では、継続時間がケース1.0の0.5倍、2倍、10倍、20倍、50倍のハイドログラフを設定した（以降、それぞれケース1.1－1.5と呼ぶ）。ピーク流量はそれぞれ、ケース1.0の2倍、0.5倍、1/10倍、1/20倍、1/50倍となる。集川および片井野川で設定したケース1のハイドログラフをそれぞれ、図5-2①、図5-3①に示す。

② 連続的に発生する、同規模の複数波の土石流（ケース2（表5-3））

ケース1.0と同じ継続時間の土石流が、その継続時間と同じ停止時間を挟んで土石流が連続的に、2回、5回または10回発生する場合のハイドログラフを設定した（それぞれケース2.1－2.3と呼ぶ）。ピーク流量はそれぞれ、ケース1.0の0.5倍、1/5倍、1/10倍となる。集川および片井野川で設定したケース2のハイドログラフをそれぞれ、図5-2②、図5-3②に示す。

③ 時間をおいて発生する、異なる規模の複数波の土石流（ケース3（表5-3））

ケース1.0と同じ継続時間の土石流が2回流下し、2回目の土石流は1回目の土石流発生後10分後に発生することを想定した。なお、3章の計算結果より、1波の土石流発生後10分後には土石流に伴う顕著な土砂移動は概ね終了していることが確認されている。ここで1回目と2回目の土石流総量比は1:5, 1:2, 1:1, 2:1, 5:1の5ケースのハイドログラフを設定した（それぞれケース3.1－3.5と呼ぶ）。それぞれの1回目と2回目の土石流のピーク流量はそれぞれ、ケース1.0の1/6倍と5/6倍、1/3倍と2/3倍、1/2倍と1/2倍、2/3倍と1/3倍、5/6倍と1/6倍となる。集川および片井野川で設定したケース3のハイドログラフをそれぞれ、図5-2③、図5-3③に示す。

(4) 評価対象項目

評価対象項目は、下流河道の計算結果のピーク流量および土石流の到達距離とした。評価の対象時間は、土砂移動が概ね終了する時間までとし、集川では計算開始後 1,900 秒、片井野川ではケース 1.5 を除くケースで計算開始後 3,600 秒、ケース 1.5 は、計算開始後 7,200 秒までとした。

表 5-3 計算区間上流端のハイドログラフ ケース表

| ケース | | 想定現象 | 土石流の回数 (回) | ハイドログラフの継続時間 | ピーク流量 |
|-----|----------|--------------------------|------------|---------------------------|--|
| 1 | 1.0 (標準) | 1 波の土石流 | 1 | 集川 : 10 s 片井野川 : 101 s | 集川 : 4,270 m ³ /s 片井野川 : 5,387 m ³ /s |
| | 1.1 | | | ケース 1.0×0.5 | ケース 1.0×2 |
| | 1.2 | | | ケース 1.0×2 | ケース 1.0×1/2 |
| | 1.3 | | | ケース 1.0×10 | ケース 1.0×1/10 |
| | 1.4 | | | ケース 1.0×20 | ケース 1.0×1/20 |
| | 1.5 | | | ケース 1.0×50 | ケース 1.0×1/50 |
| 2 | 2.1 | 連続的に発生する、同規模の複数波の土石流 | 2 | ケース 1.0×3 | ケース 1.0×1/2 |
| | 2.2 | | 5 | ケース 1.0×9 | ケース 1.0×1/5 |
| | 2.3 | | 10 | ケース 1.0×19 | ケース 1.0×1/10 |
| 3 | 3.1 | 時間をおいて発生する、異なる規模の複数波の土石流 | 2 | ケース 1.0×2+600 s | 1 回目 : ケース 1.0×1/6 2 回目 : ケース 1.0×5/6 |
| | 3.2 | | | | 1 回目 : ケース 1.0×1/3 2 回目 : ケース 1.0×2/3 |
| | 3.3 | | | | 1 回目 : ケース 1.0×1/2 2 回目 : ケース 1.0×1/2 |
| | 3.4 | | | | 1 回目 : ケース 1.0×2/3 2 回目 : ケース 1.0×1/3 |
| | 3.5 | | | | 1 回目 : ケース 1.0×5/6 2 回目 : ケース 1.0×1/6 |

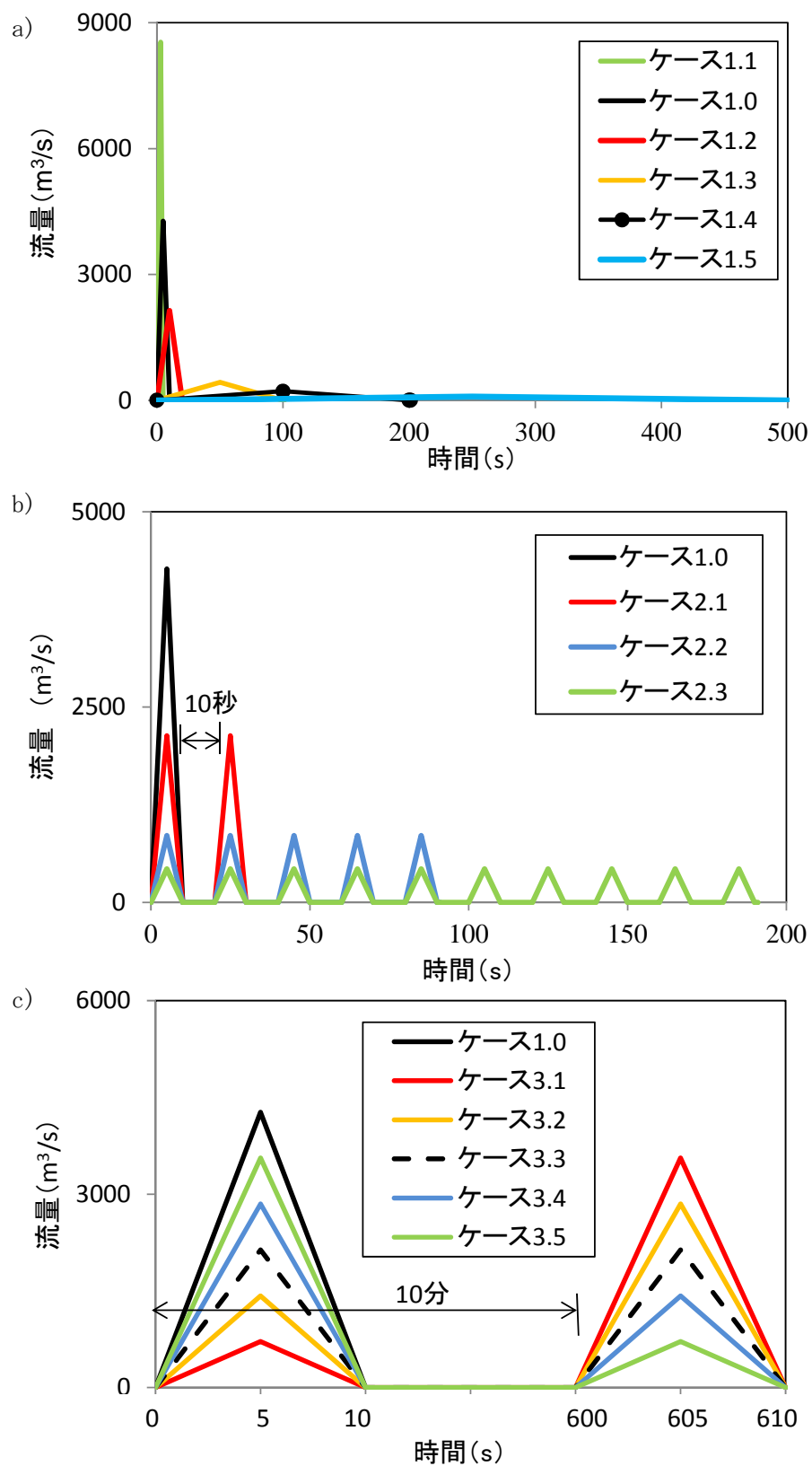


図 5-2 集川における計算区間上流端のハイドログラフ

(a) : ケース 1, b) : ケース 2, c) : ケース 3)

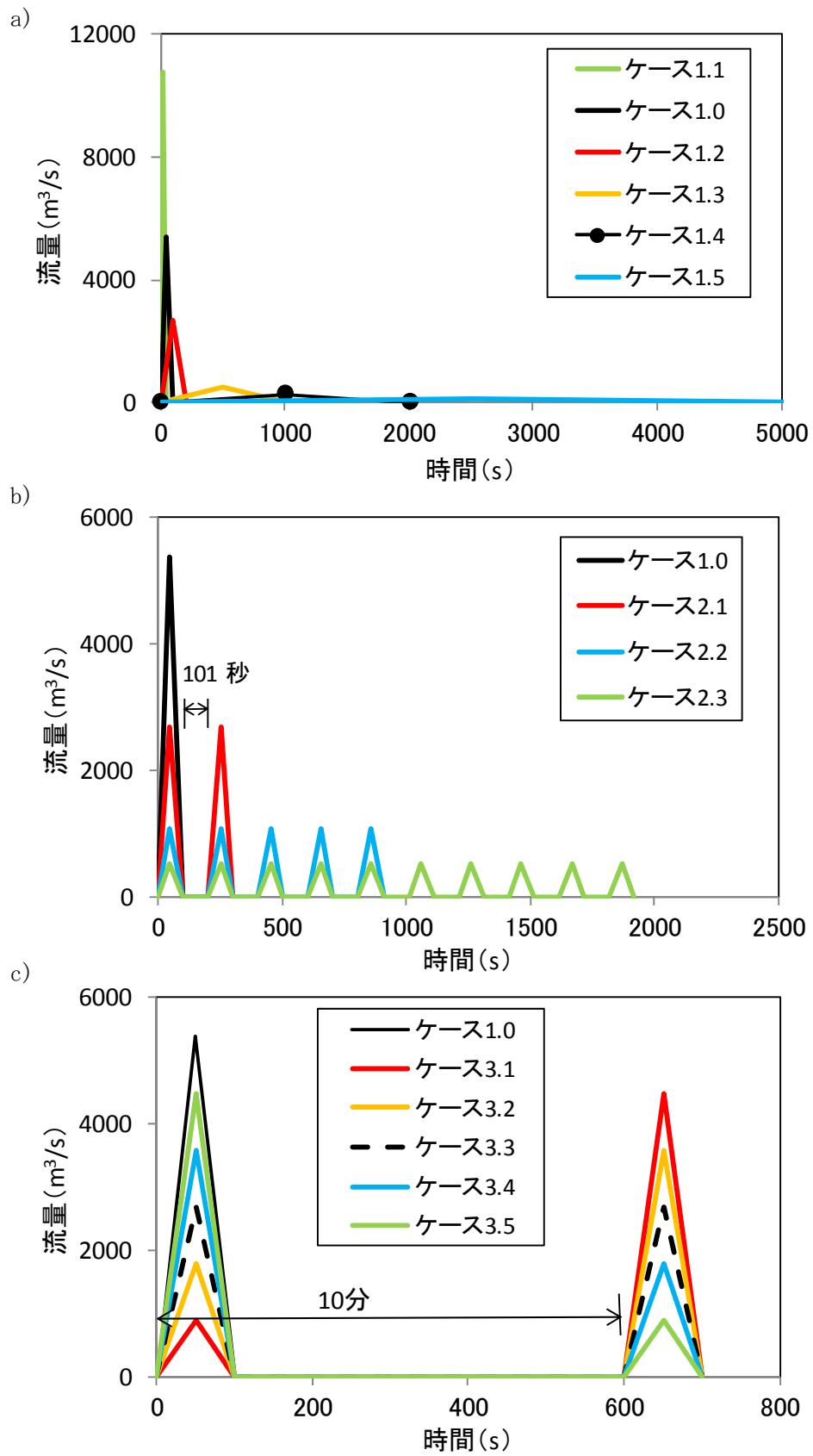


図 5-3 片井野川における計算区間上流端のハイドログラフ

(a) : ケース 1, b) : ケース 2, c) : ケース 3)

5.4 結果と考察

5.4.1 上流端ハイドログラフが河床変動に及ぼす影響

片井野川の地形は図 5-1 に示したように、崩壊地直下の溪床勾配は約 10 度、土石流停止位置の勾配は約 1 度と、土石流が流下した全範囲の勾配は比較的緩い。このため、実際の土石流は全域で堆積域となった。このとき、土石流の総流量が同じであれば、上流端ハイドログラフの波形の違いに関わらず、河床変動量の縦断分布にあまり違いが生じなかった（図 5-4）。

一方、集川の地形は図 5-1 に示したように、崩壊地直下の溪床勾配は約 20 度と急勾配であり、土石流停止位置の勾配は約 0 度と下流域は緩勾配となっている。このため、実際は上流域が侵食域、崩壊地から約 800 m より下流で堆積域となった。このとき、ハイドログラフの波形の違いによる、上流の侵食域の河床変動量への影響はあまり生じなかったが、侵食域から堆積域に遷移する境界の位置は、上流端ハイドログラフの波形によって違いがみられた（図 5-5, 図 5-6）。さらに、侵食域と堆積域の境界が上流側のケース（ケース 1.4, 1.5, 3.4, 3.5）においては、土石流の到達距離も短くなる傾向にあった。

これについて、集川の継続時間の異なるシリーズとしてケース 1 およびケース 2 をみると、継続時間が長いハイドログラフ（ケース 1.4, 1.5 やケース 2.3）の方が、継続時間が短いハイドログラフ（ケース 1.0, 1.1, 1.2, 1.3 やケース 2.1, 2.2）よりも、侵食域と堆積域の境界が約 50–200 m 上流側にあった（図 5-5）。そこで、上流端ハイドログラフの継続時間が 10 秒のケース 1.0 と、500 秒のケース 1.5 について、計算結果の河床変動高を時系列で比較する。崩壊地から 500–600 m は、勾配が約 18 度から約 10 度に緩くなる区間で、ケース 1.0, 1.5 とも堆積が生じた（図 5-7）。ケース 1.5 の本区間の最大堆積量は $30 \text{ m}^3/\text{m}$ 程度で、一旦堆積した土砂は、その後あまり移動しなかったのに対し、ケース 1.0 の最大堆積量は $60 \text{ m}^3/\text{m}$ 程度で、一旦堆積した土砂は、時間変化に伴い侵食が生じた。この区間の時系列の堆積状況を詳細にみると、ケース 1.0 では 34–36 秒の間に約 4 m の急激な堆積が生じ、堆積域直下で急勾配区間を形成するのに対し、ケース 1.5 では 5 分間程度で約 1.6 m の河床上昇が除々に進むため、堆積域直下の勾配変化は緩やかであった（図 5-8）。以上より、勾配が緩くなる勾配変化点では土砂堆積が生じやすいものの、継続時間の短いケースでは、流量の時間変化が大きく、急激な堆積が生じやすいため、急勾配区間が形成され、侵食が生じやすい。その結果、堆積土砂の再移動や侵食域の増大が生じるため、継続時間が長いケース、すなわち流量の時間変化が小さく、除々に堆積が進み、勾配変化が緩やかとなるケースよりも、侵食域と堆積域の境界が下流側に移動する可能性が考えられた。ただし、継続時間がある程度短ければ（ケース 1.1–1.3）、これらのケース間における侵食と堆積の境界地点や河床変動の違いはあまりみられなかった。

次に継続時間が等しいケース 3 のシリーズでみると、1 波目のピーク流量が大きいハイドログラフ（ケース 3.4, 3.5）の方が、1 波目のピーク流量が小さいハイドログラフ（ケース 3.1, 3.2）に比べて、侵食域と堆積域の境界が約 100–200 m 上流側にあった（図 5-6）。ここで、上流端ハイドログラフの 2 波のピーク流量比が 1:5 のケース 3.1 と、5:1 のケース 3.5 について、1 波目および 2 波目の土石流流下後の河床変動高を比較する。1 波目の土石流流下後の堆積域の上流端は、ケース 3.1 では崩壊地から約 500 m 地点、ケース 3.5 では崩壊地から約 700 m 地点であった（図 5-9）。いずれも勾配が緩くなることで堆積したと考えられるが、ケース 3.5 は 1 波目の規模が大きいため、ケース 3.1 よりも下流の位置まで到達したものと考えられる。ケース 3.5 の 2 波目の

土石流流下時には、1 波目の堆積域の上流で堆積遡上が生じ、侵食と堆積区間の境界はやや上流に移動したのに対して、ケース 3.1 の 2 波目の土石流流下時には、1 波目の堆積土砂を含む溪床が侵食され、侵食域と堆積域の境界が下流側に移動した。以上より、2 波目の土石流ピーク流量が相当程度大きいケースでは、2 波目の土石流が 1 波目の土石流による堆積土砂を侵食するのに対し、2 波目の土石流ピーク流量が小さいケースでは、2 波目の土石流が 1 波目の堆積土砂の上流に堆積するため、2 波目の土石流ピーク流量が小さいケースの方が堆積域は上流に及ぶと考えられる。

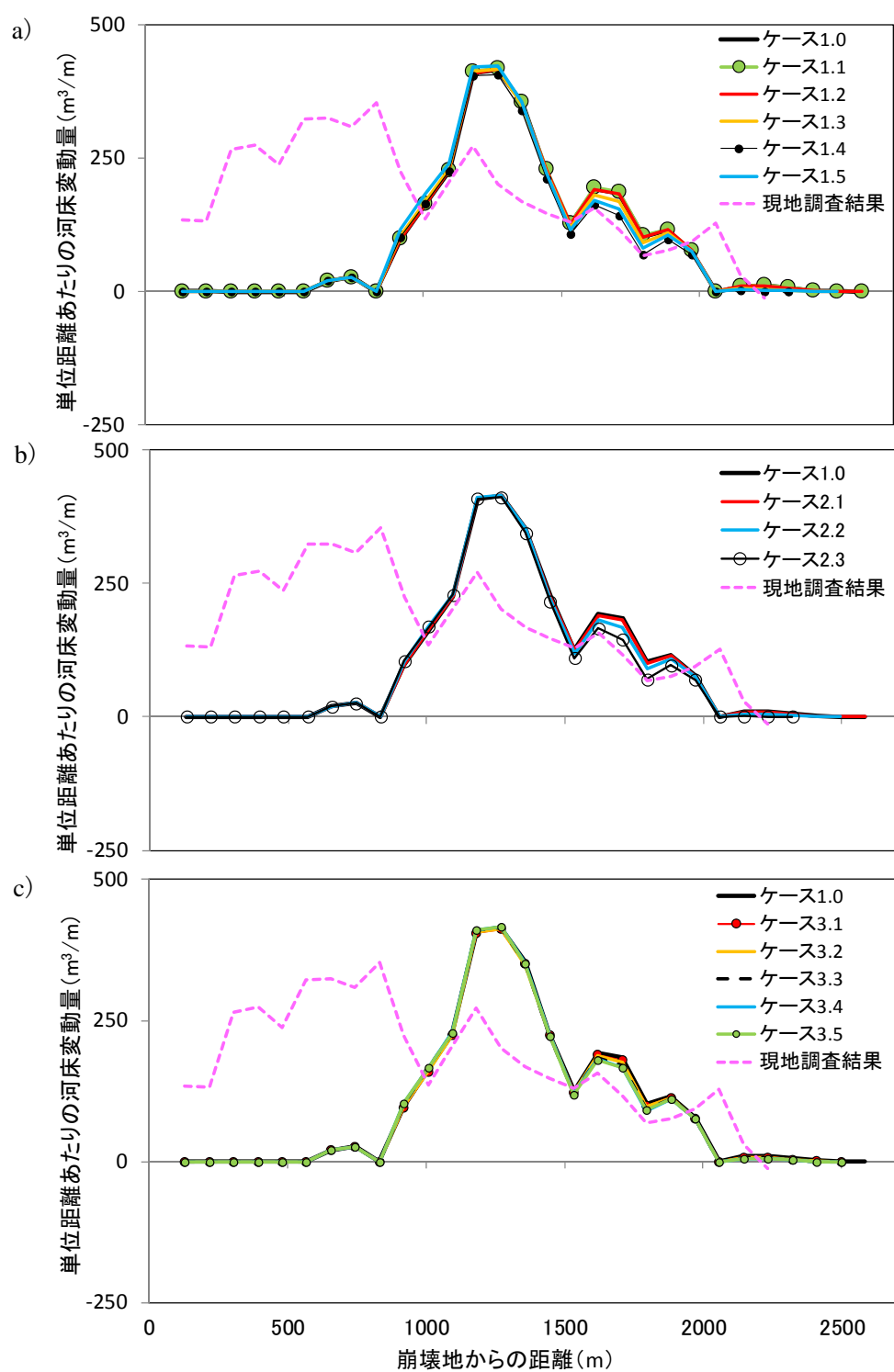


図 5-4 計算結果の単位距離あたりの河床変動量（片井野川）

(a) : ケース 1, (b) : ケース 2, (c) : ケース 3)

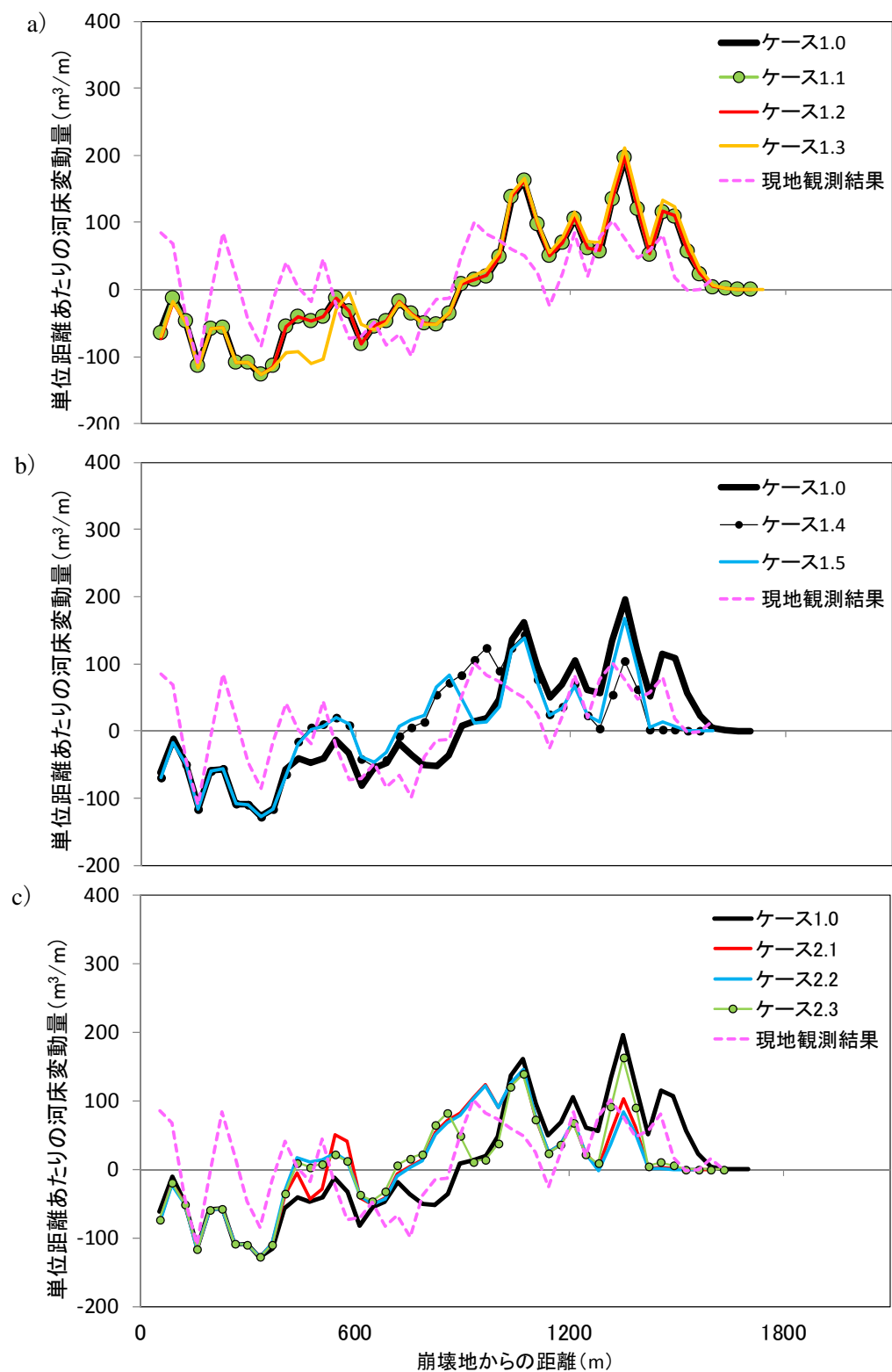


図 5-5 計算結果(ケース 1・2)の単位距離あたりの河床変動量(集川)

(a) : ケース 1.1-1.3, b) ケース 1.4-1.5, c) : ケース 2.1-2.3)

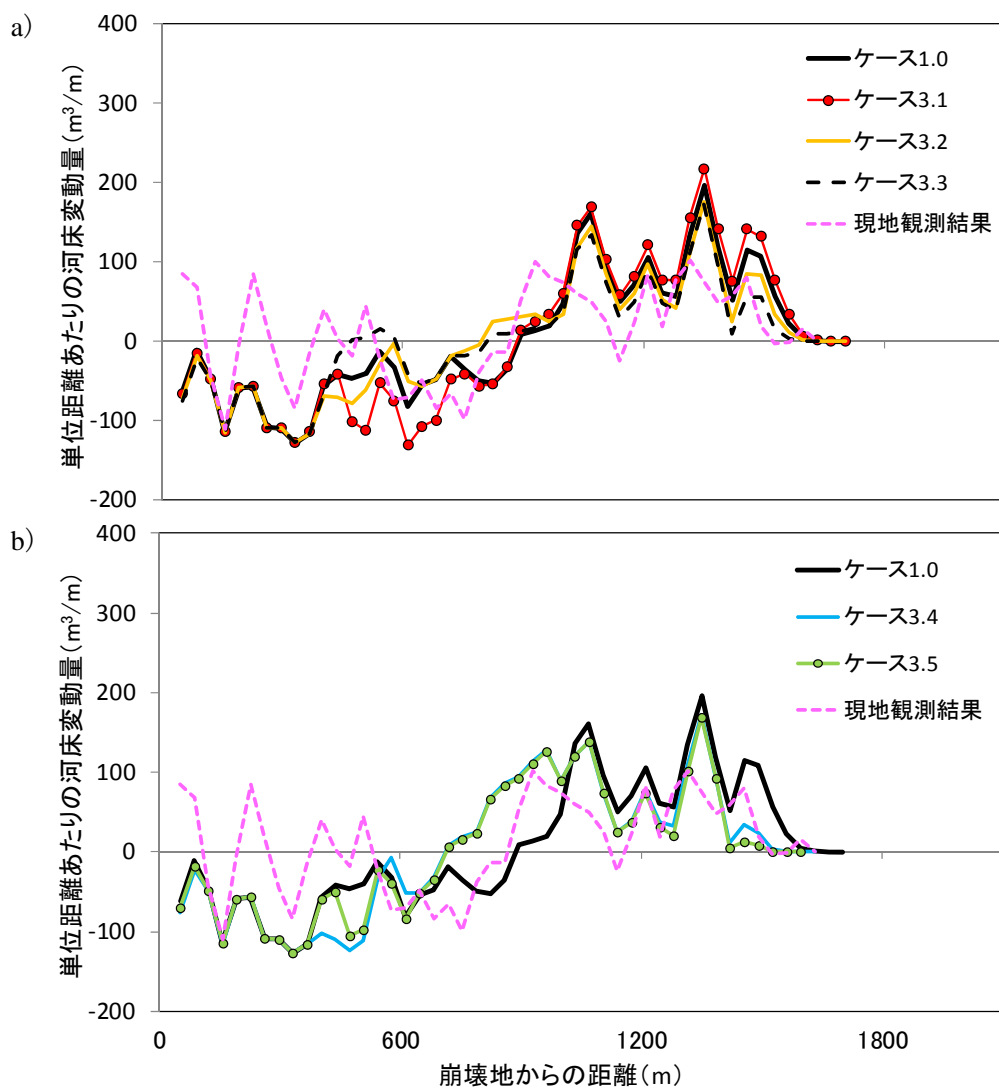


図 5-6 計算結果（ケース 3）の単位距離あたりの河床変動量(集川)

(a) : ケース 3.1–3.3, b) ケース 3.4–3.5)

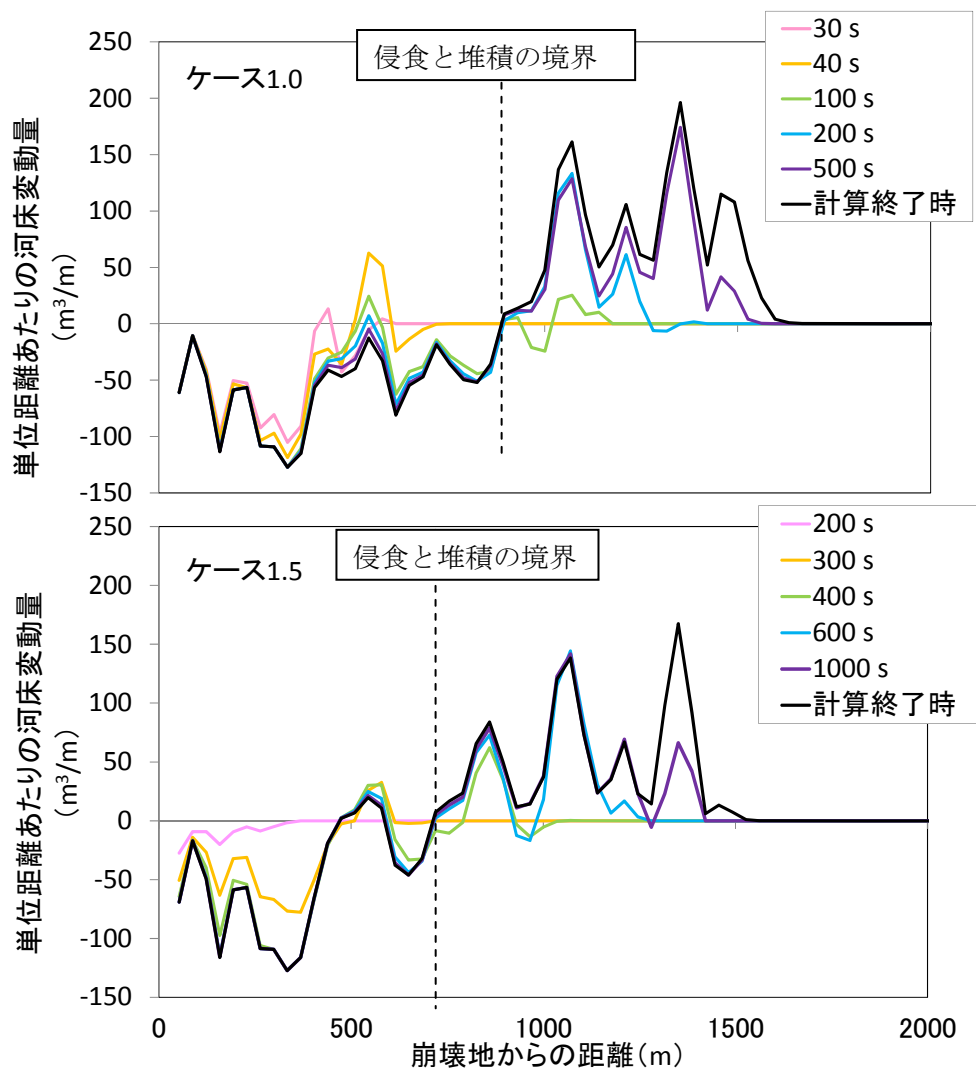


図 5-7 ケース 1.0 とケース 1.5 の時系列の河床変動量の比較

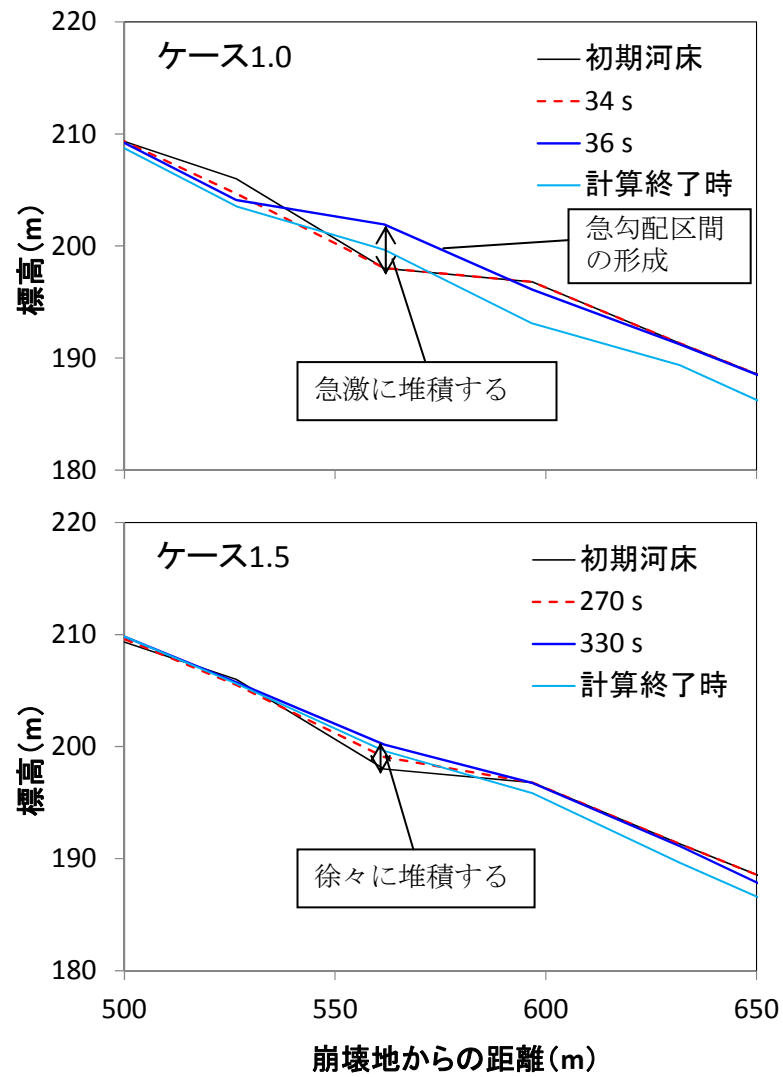


図 5-8 ケース 1.0 とケース 1.5 の 500－600 m 区間の土石流堆積形状の比較

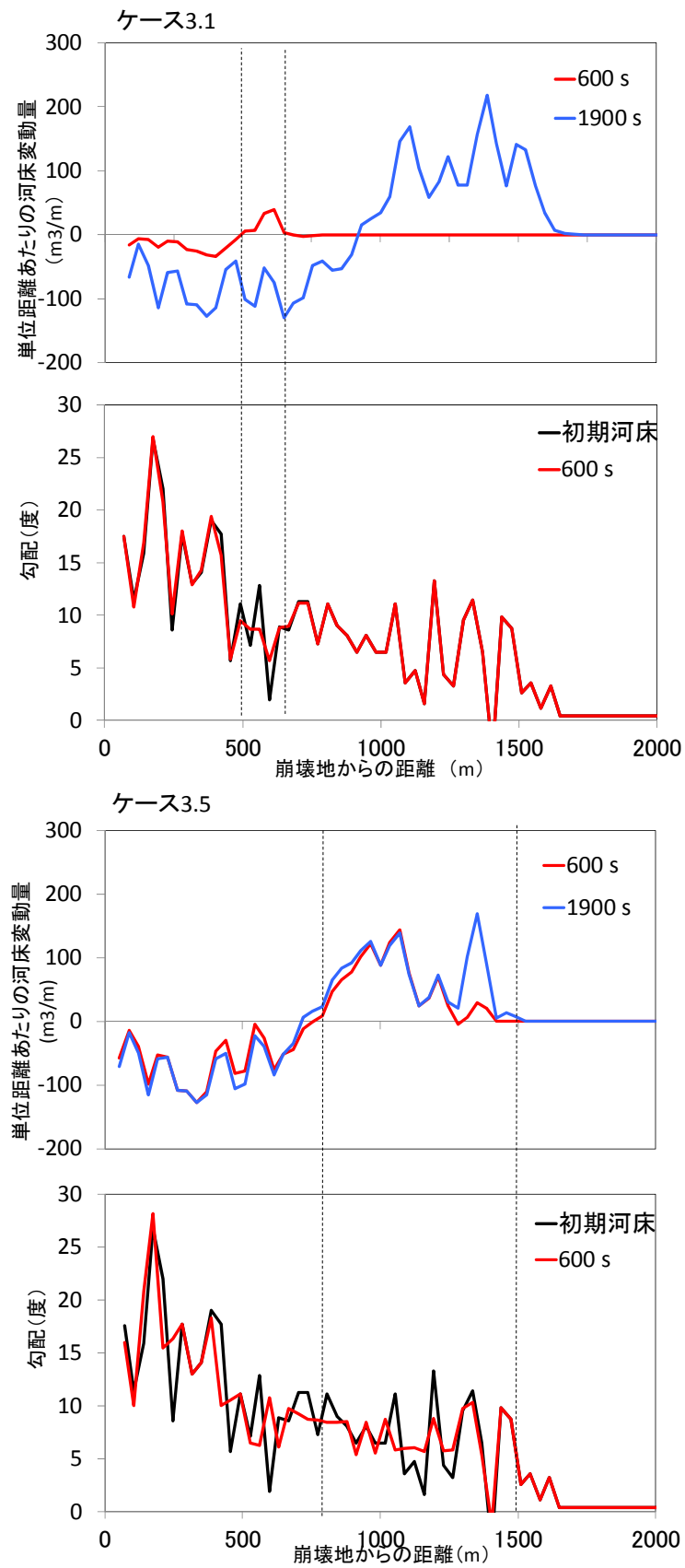


図 5-9 ケース 3.1 とケース 3.5 の河床変動量および勾配の比較

5.4.2 上流端ハイドログラフがピーク流量に及ぼす影響

片井野川の計算区間上流端のピーク流量の影響の違いは、土石流が流下するに従い相対的に小さくなる傾向にあった（図 5-10）。上流端ハイドログラフのピーク流量が等しい 1 波と複数波のケースに着目すると、主な土砂堆積域（崩壊地から約 800–1500 m）において、1 波の方が複数波よりもピーク流量の低減が小さかった（図 5-11）。これは、シャープな波形ほど堆積に伴いピーク流量が低減しやすいことを示している。

また、1 波目の発生後 600 秒後に 2 波目が発生するケース 3.3 と 10 秒後に 2 波目が発生するケース 2.1 を比較すると、ケース 2.1 の方が、主な土砂堆積域における流量低減は小さかった（図 5-11 a）。これは、2 波の間隔が短い場合、流下に伴って 2 波のハイドログラフが 1 波のようになるため（図 5-13）、1 波の特性に近くなったものと推察される。

一方集川では、初期のピーク流量の影響は、堆積域末端部で一時的に差が大きくなる場合があるが、全般的に、土石流が流下するに従い相対的に小さくなった（図 5-14）。上流端ハイドログラフのピーク流量が等しい 1 波と複数波のケースに着目すると、1 波の方が複数波よりも侵食域上流側（崩壊地から 0–600 m）のピーク流量の増加が大きい（図 5-15）。これは、シャープな波形ほど侵食に伴いピーク流量が増加しにくいことを示している。

また、1 波目の発生後 600 秒後に 2 波目が発生するケース 3.3 と 10 秒後に 2 波目が発生するケース 2.1 を比較すると、ケース 2.1 の方が、侵食域でのピーク流量の増加がより大きかった（図 5-15 a）。片井野川と同様、2 波の間隔が短い場合、流下に伴って 2 波のハイドログラフが 1 波のようになるため（図 5-17）、1 波の特性に近くなったものと推察される。堆積域については、侵食域の影響も受けるため、1 波と複数波でのピーク流量の低減の大小の相関は顕著にはみられない。

また、ケース 3.1 では、上流端のピーク流量がケース 1.0 より小さいにも関わらず、640 m の下流で、ピーク流量がケース 1.0 の 2 倍程度となる区間が出現した（図 5-14 c）。これは、図 5-18 に示すとおり、ケース 3.1 の 1 波目の土石流は、主に 460–640 m 区間で堆積したことから、本区間の溪床勾配が初期河床よりも緩くなり、地形が平滑化したためと考えられる。これは、ケース 1.0 およびケース 3.1 の、640 m 地点におけるピーク流量をとる時刻はケース 1.0 では土石流発生後 40 秒、ケース 3.1 では 2 波目の土石流発生後 40 秒（1 波目の土石流発生から 640 秒）であり、これらの時刻における 460–640 m 区間の地形は 2 ケースとも概ね同じであったこと、またその地形はケース 3.1 の 1 波目の土石流発生後の地形と概ね同じであったことから推察される（図 5-19）。すなわち、ケース 3.1 の 1 波目の土石流によって 460–640 m の区間の勾配が一樣となった結果、2 波目ではこの区間においてほとんど堆積が生じなくなったため、ピーク流量の低減の程度は、この区間で堆積が生じたケース 1.0 よりも小さくなった。従って、上流端のピーク流量が小さいケース 3.1 のピーク流量が 460–640 m 区間の下流では、ケース 1.0 より大きくなったと考えられる。

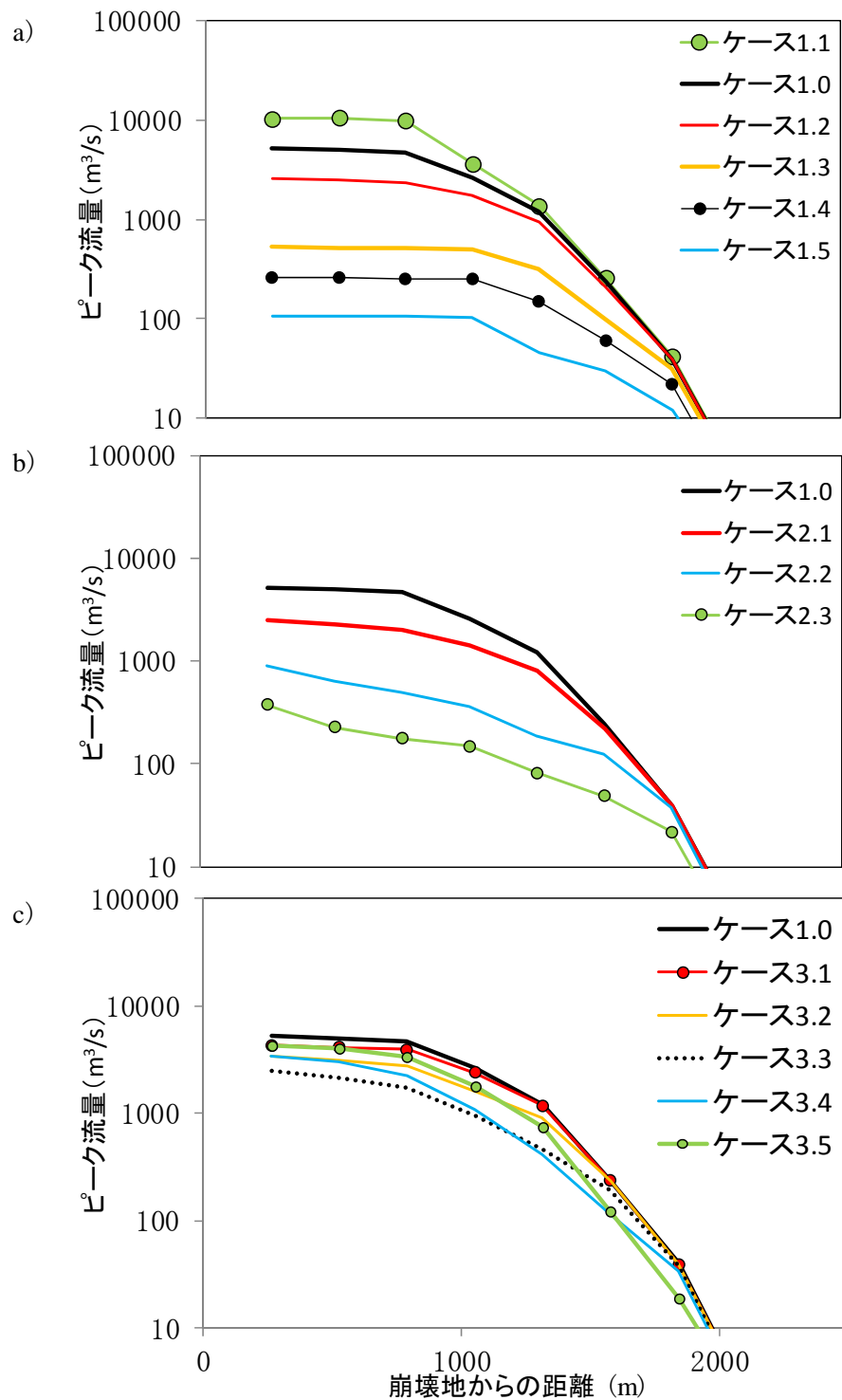


図 5-10 片井野川における各ケースの計算結果のピーク流量

(a) : ケース 1, b) : ケース 2, c) : ケース 3)

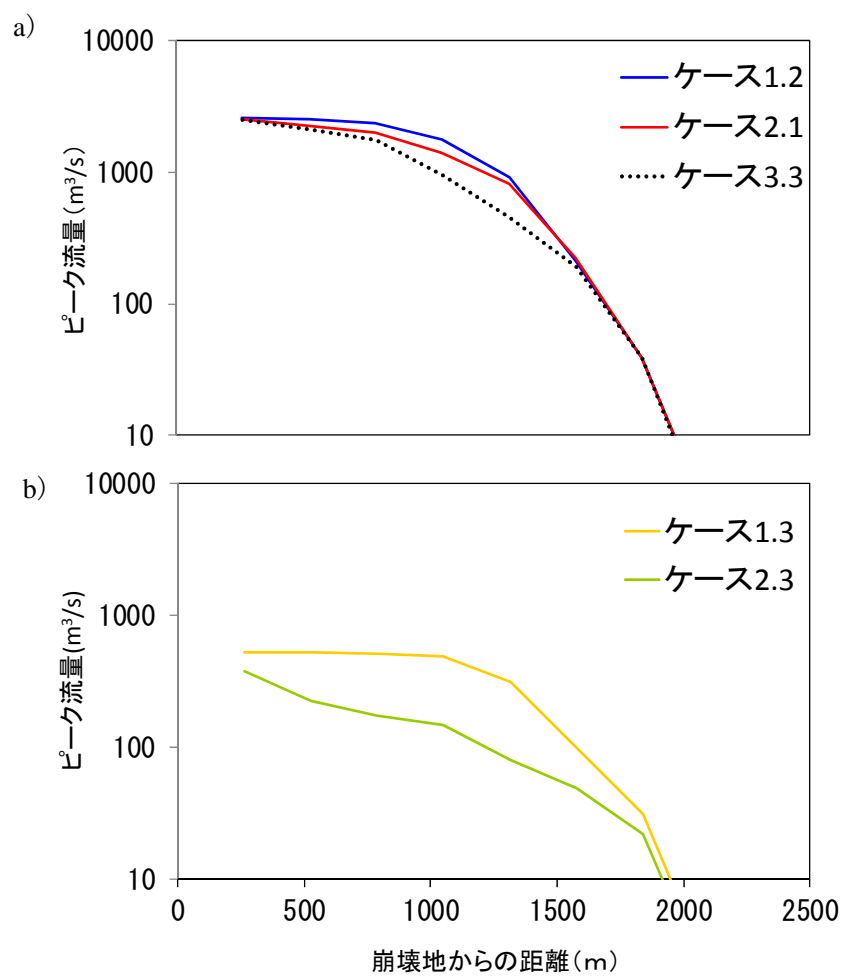


図 5-11 片井野川の上流端ハイドログラフのピーク流量が同じケースのピーク流量

(a) : ケース 1.0 の 1/2 倍のピーク流量, b) : ケース 1.0 の 1/10 倍のピーク流量)

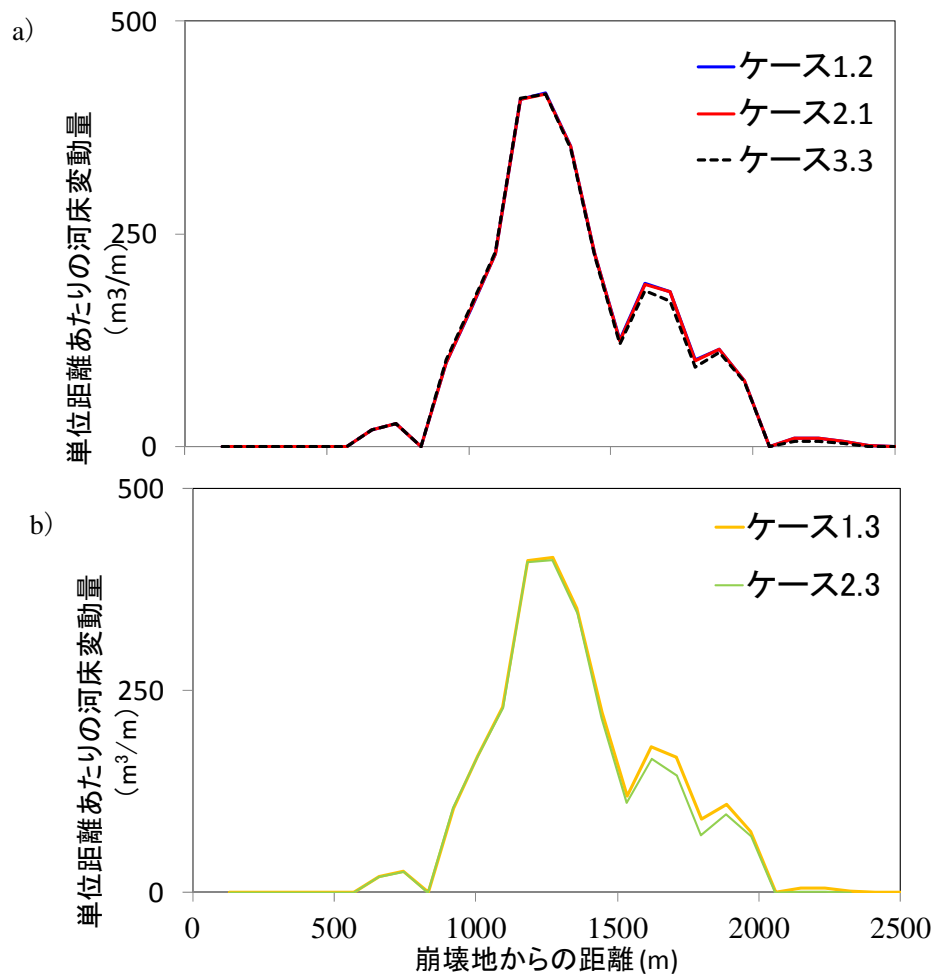


図 5-12 片井野川の上流端ハイドログラフのピーク流量が同じケースの河床変動量

(a) : ケース 1.0 の 1/2 倍のピーク流量, b) のケース 1.0 の 1/10 倍のピーク流量)

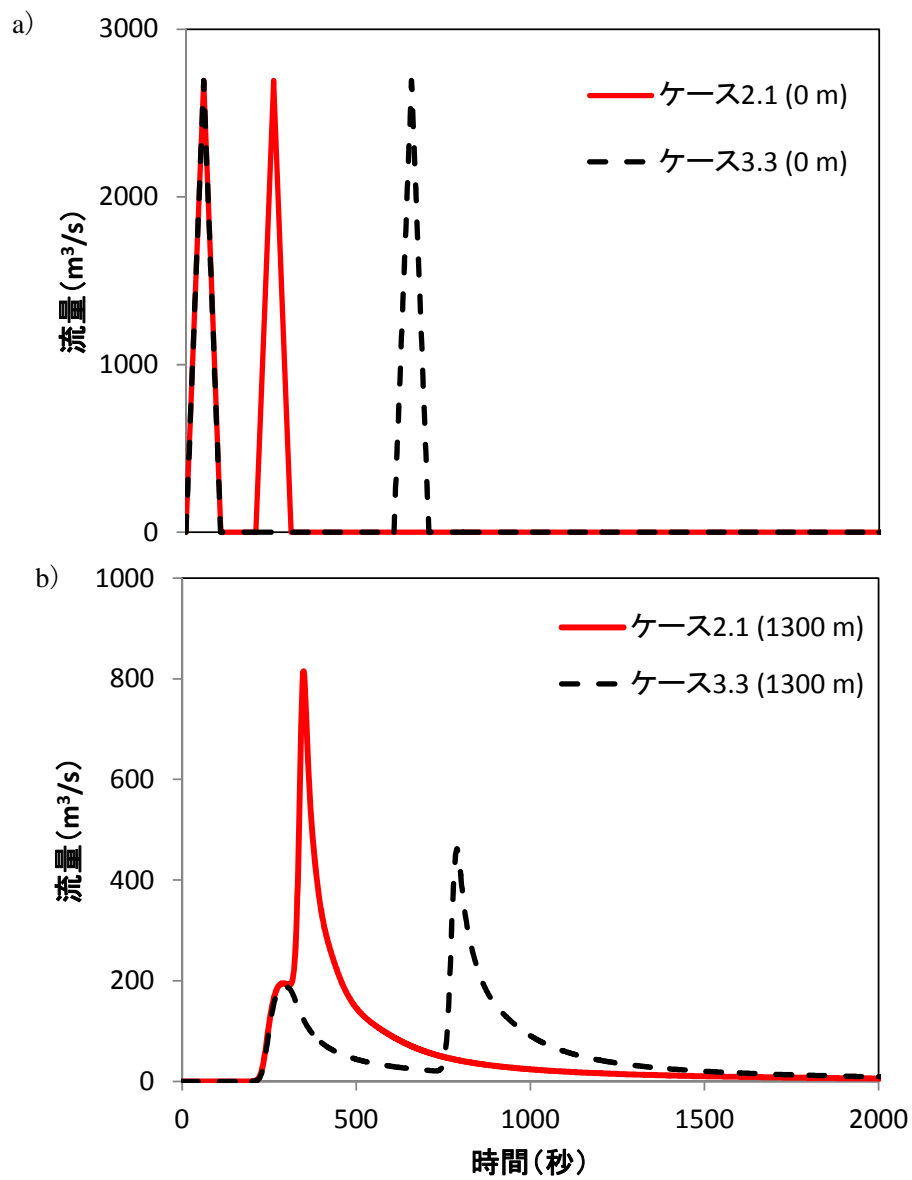


図 5-13 片井野川のケース 2.1 とケース 3.3 のハイドログラフの比較

(a) 崩壊地から 0 m 地点, b) 崩壊地から 1300 m 地点)

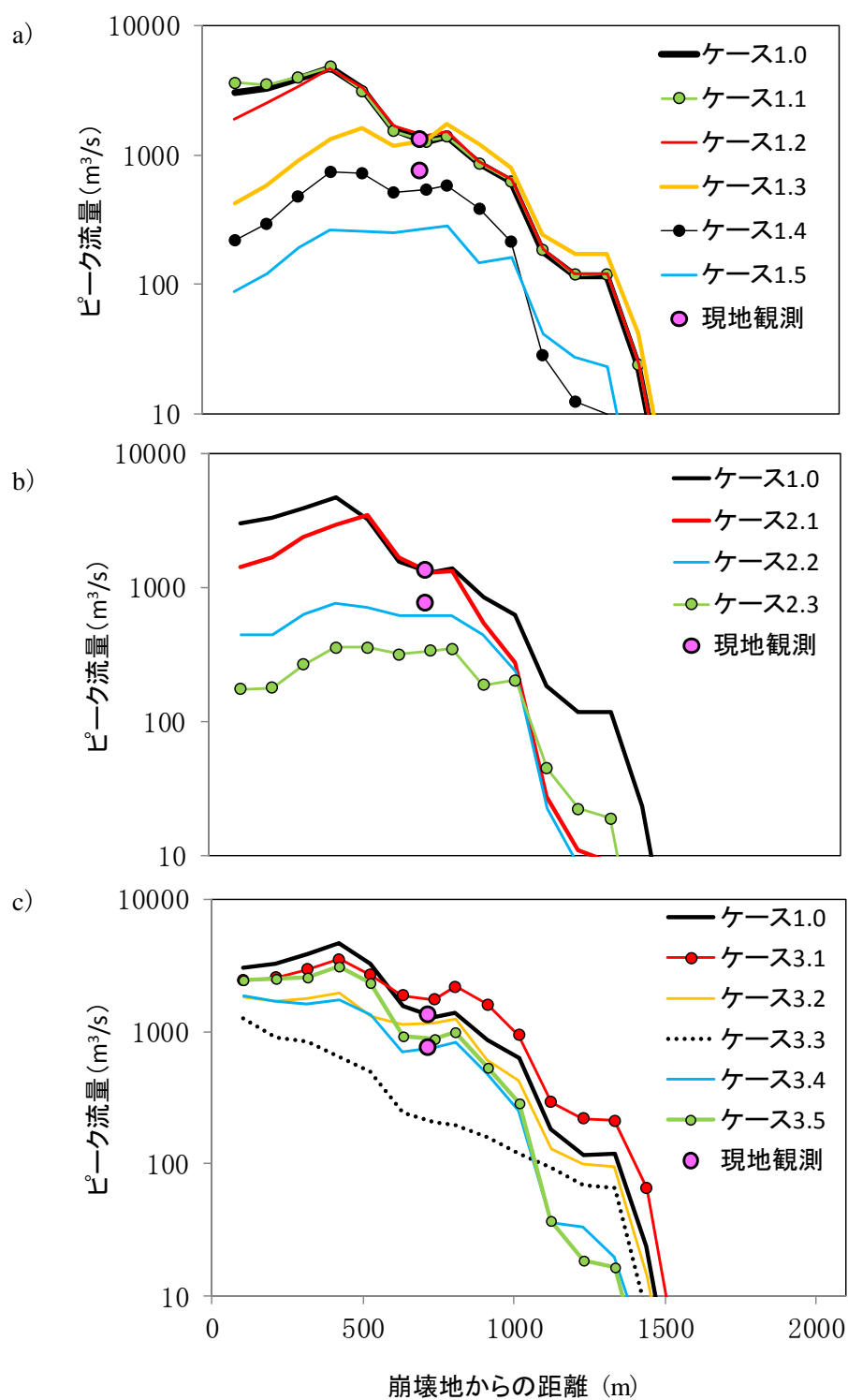


図 5-14 集川における各ケースの計算結果のピーク流量

(a) : ケース 1, b) : ケース 2, c) : ケース 3)

※現地観測値は熊本県, (2004a)(2004b)より引用

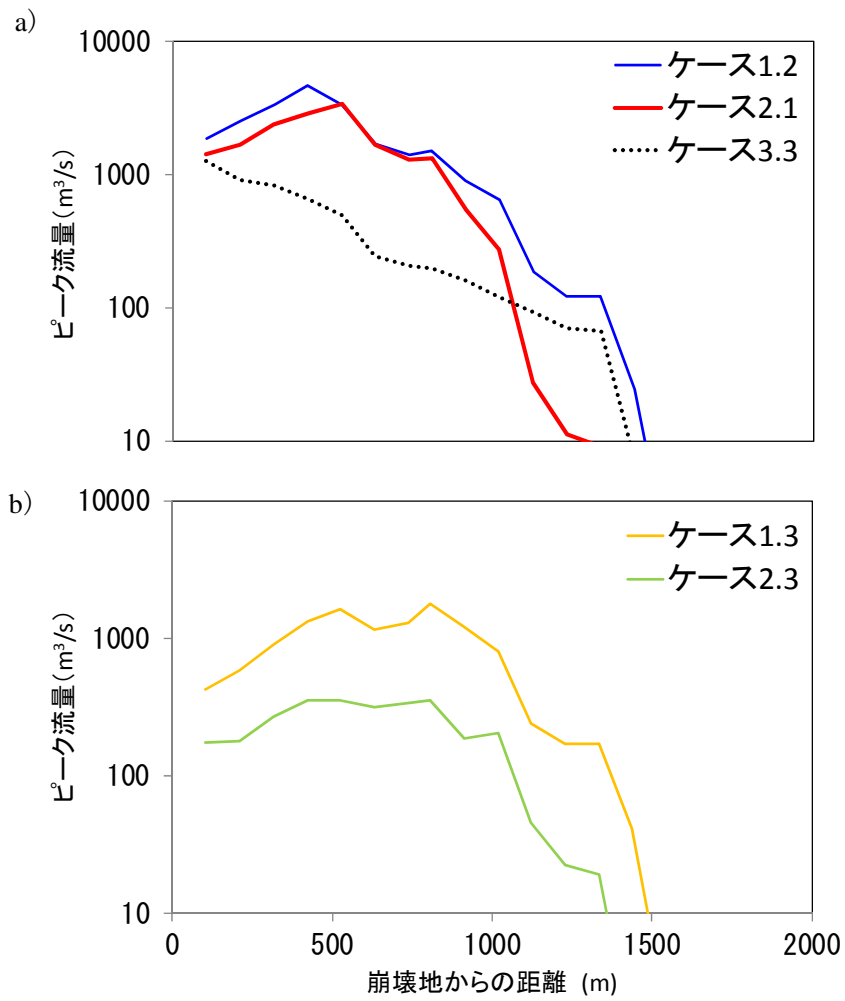


図 5-15 集川の上流端ハイドログラフのピーク流量が同じケースのピーク流量

(a) : ケース 1.0 の 1/2 倍のピーク流量 b) : ケース 1.0 の 1/10 倍のピーク流量)

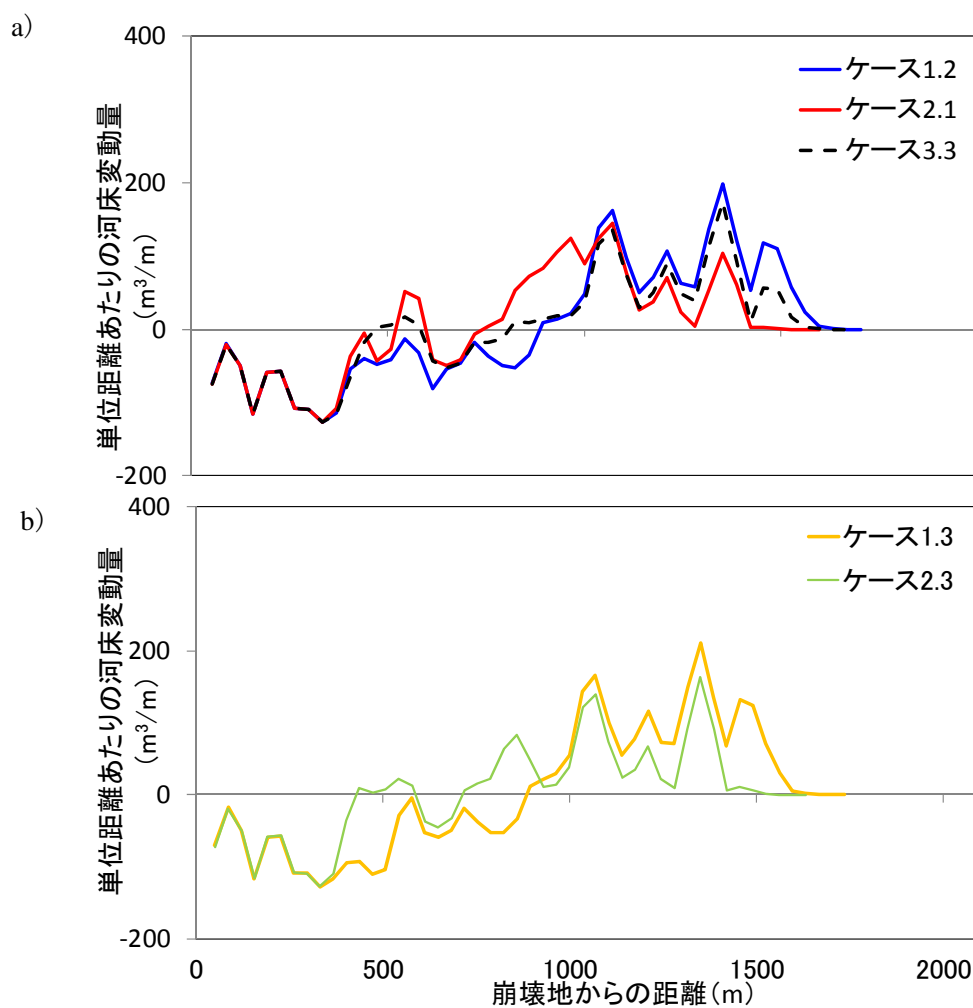


図 5-16 集川の上流端ハイドログラフのピーク流量が同じケースの河床変動量

(a) : ケース 1.0 の 1/2 倍のピーク流量, b) : ケース 1.0 の 1/10 倍のピーク流量)

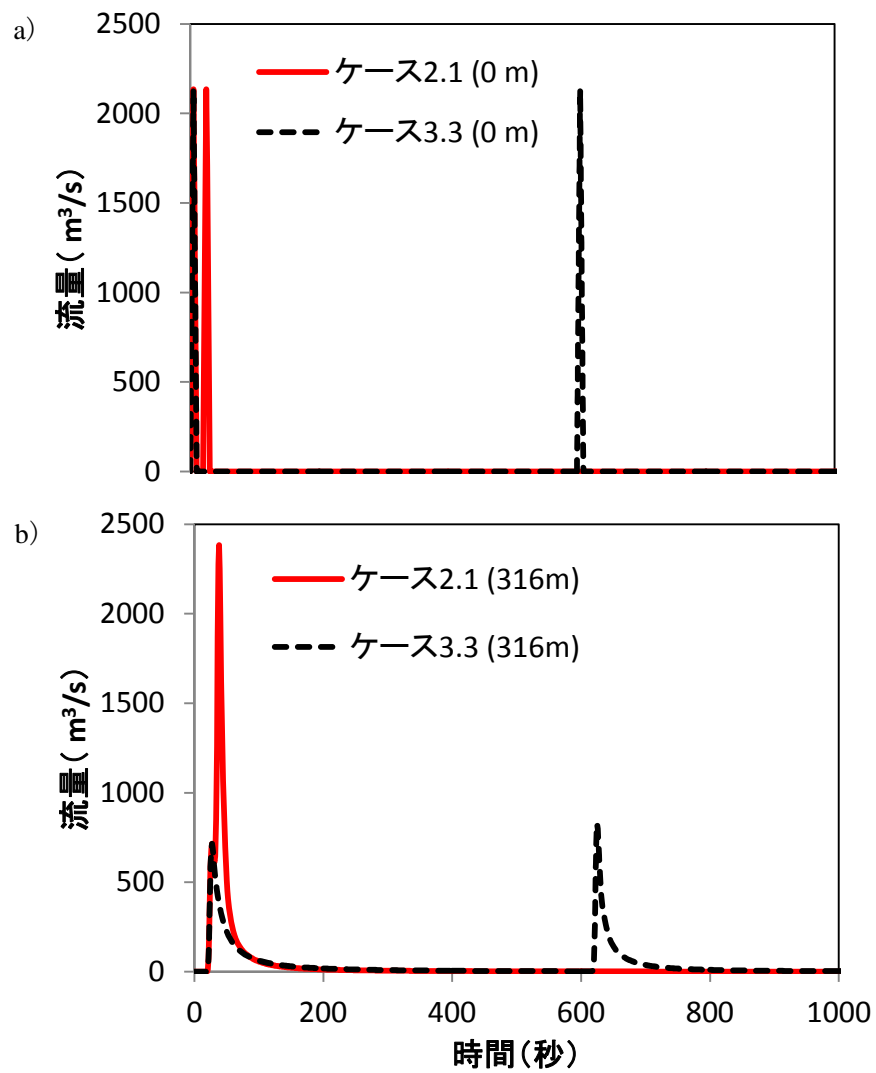


図 5-17 集川のケース 2.1 とケース 3.3 のハイドログラフ

(a) 崩壊地から 0 m 地点, b) 崩壊地から 316 m 地点)

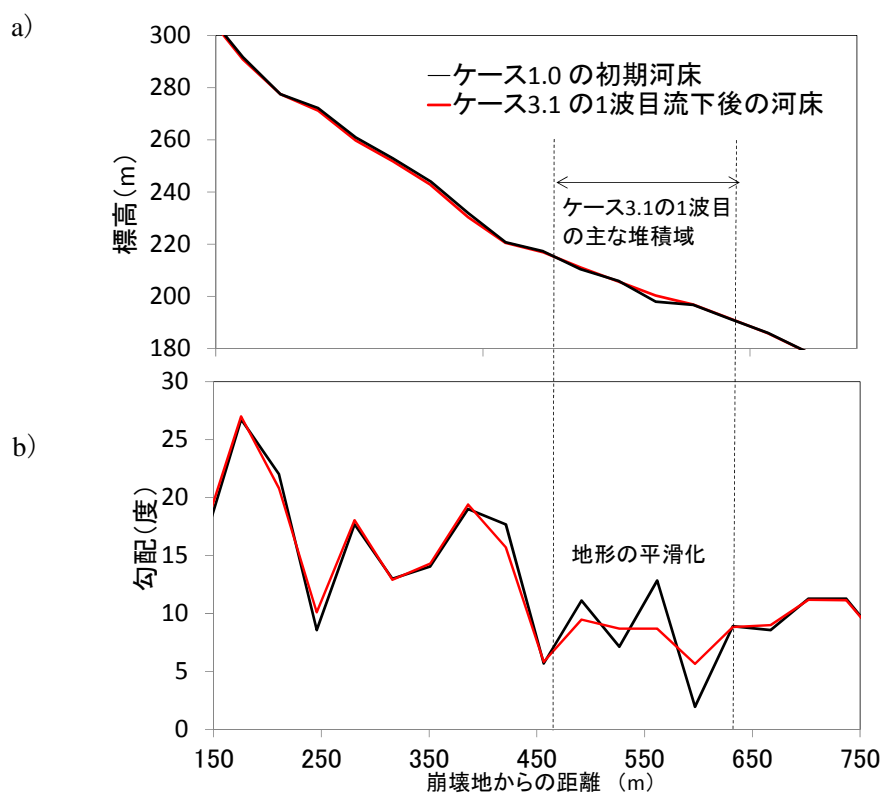


図 5-18 集川のケース 1.0 とケース 3.1 の 1 波目流下後の河床地形

(a) 標高, b) 河床勾配

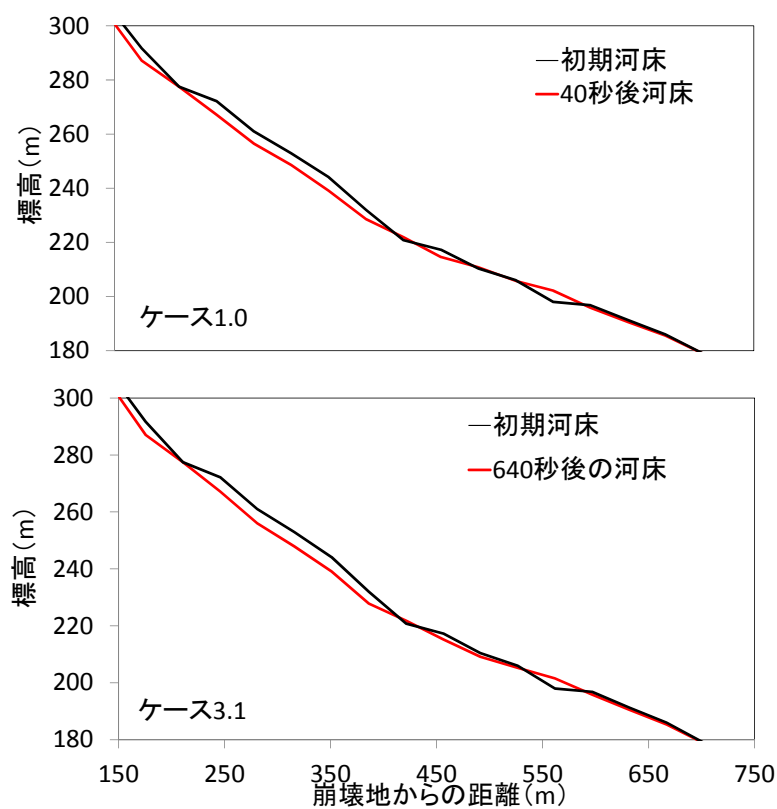


図 5-19 集川のケース 1.0 およびケース 3.1 の 640m 地点でピーク流量時の河床地形

5.5 まとめと今後の課題

崩壊に起因する土石流の発生直後のハイドログラフを推定する際、総量はある程度推定できても、土石流の波形を推定することは困難である。本章では、ハイドログラフの総量は同じで、計算上流端のハイドログラフが異なる場合（1波の土石流の継続時間が異なる場合、同規模の複数波の土石流が連続的に発生する場合、異なる規模の複数波の土石流が時間をおいて発生する場合）を想定し、計算結果の下流河道のピーク流量や土石流到達距離に及ぼす影響を検討した。結果を以下に示す。

(1) 上流端ハイドログラフが河床変動に及ぼす影響

- ・土石流が全区間で堆積する地形においては、上流端ハイドログラフの違いが計算結果の堆積形状および到達距離に及ぼす影響は小さい。
- ・一方、土石流の侵食区間が存在する地形では、上流端ハイドログラフによって土石流の到達距離は異なる。特に、侵食域と堆積域の境界の位置が上流側のケースにおいて、土石流の到達距離は短くなる。
- ・上記の地形における侵食域と堆積域の境界は、ハイドログラフの継続時間が短いほど、下流側に遷移する傾向にある。また、1波目が小規模で2波目が大規模なケースでは、1波目が大規模で2波目が小規模なケースよりも侵食域と堆積域の境界が下流側に遷移する傾向にある。
- ・ただし、ある程度以上にハイドログラフの継続時間が短い場合、ハイドログラフの波形が河床変動に及ぼす影響は小さい。

(2) 上流端ハイドログラフがピーク流量に及ぼす影響

- ・上流端ハイドログラフのピーク流量の差異の影響は、土石流の流下に伴い、相対的に小さくなる（土石流停止域付近は除く）。
- ・土石流が全区間で堆積する地形では、上流端ハイドログラフの土石流総流量、ピーク流量が同じで土石流発生回数が異なる場合、1波の方が複数波よりも、堆積域におけるピーク流量の低減は小さい傾向にある。
- ・土石流の侵食域が存在する地形では、上流端ハイドログラフの土石流総流量、ピーク流量が同じで土石流発生回数が異なる場合、1波の方が複数波よりも、侵食域のピーク流量の増加が大きい傾向にある。
- ・複数波の発生間隔が短いほど、下流域では複数波が1波の波形に近づくことから、発生間隔が長いケースよりも、上記に示した1波と似た特性がみられるようになる。
- ・複数波の土石流では、1波目の流下・堆積過程において河床勾配が一樣となり、地形が平滑化する場合があり、このとき上流端のピーク流量は1波の土石流より小さくても、河道でのピーク流量は1波の土石流よりも大きくなることもある。

土石流の堆積範囲や侵食と堆積域の位置、河道区間のピーク流量を推定する際には、得られた情報から推定される土石流上流端のハイドログラフのパターンをある程度想定したうえで、数値シミュレーションを実施することが重要であることが分かった。

ただし上記の結果は2事例の検討より得られたものであり、一般性を高めるためには、より多くの事例での検討が必要である。また本検討では、想定されるハイドログラフのうち、比較的単純なパターンに絞ったものであり、崩土により天然ダムが形成されるパターンの検討を実施していない。今後は事例やハイドログラフのパターンを追加することによって、上流端ハイドログラフが下流の河床変動や流量に及ぼす影響を、より定量的に評価していくことが重要と考えられる。

引用文献

- 江頭進治・伊藤隆郭 (2004) : 日本流体力学会数値流体力学部門 web 会誌, 第 12 巻第 2 号, pp. 33-43
- 江頭進治・本田尚正・宮本邦明 (1998) : 姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション, 水工学論文集, 第 42 巻, pp. 919-929
- 熊本県 (2004a) : 平成 15 年度 集川災害関連緊急砂防復旧検討業務委託 報告書, pp.1-54, 3-6, 3-15
- 熊本県 (2004b) : 平成 15 年度 集川災害関連緊急砂防復旧の詳細検討業務委託 報告書, p.55
- 宮崎県 (2006) : 鰐塚山山系土砂災害対策検討委員会報告書, 69pp.
- 水野秀明・杉浦信男・寺田秀樹・内田太郎・原楨利幸・曾我部匡敏・桜井 亘・西本晴男・小山内信智・武澤永純・土井康弘 (2003) : 2003 年 7 月の梅雨前線豪雨によって発生した九州地方の土石流災害(速報), 砂防学会誌, Vol.56, No.3, pp.36-43
- 中川 一・高橋 保・里深好文・川池健司 (2001) : 1999 年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について—数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設配置効果の評価—, No.44, B-2, pp.207-228
- 中川 一・高橋 保・里深好文・立川康人・市川 温・吉田義則・中村行雄 (1998) : 平成 9 年鹿児島県出水市針原川で発生した土石流災害について, 京都大学防災研究所年報, Vol.41, B-2, pp.287-298
- 中川 一・高橋 保・澤田豊明・里深好文 (1996) : 計画土石流の設定と避難計画, 京都大学防災研究所年報, Vol.39, B-2, pp.347-371
- 中谷加奈・里深好文・水山高久 (2009) : 汎用土石流シミュレータ Kanako の実地形への適用, 水工学論文集, Vol.53 巻, pp.709-708
- 西口幸希・内田太郎・石塚忠範・里深好文・中谷加奈・水山高久 (2012) : 深層崩壊に起因する土石流の流下過程に関する数値シミュレーション, 第 6 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.167-172
- 高橋 保・小林幸一郎 (1993) : 粘性土石流の流動機構に関する研究, 京都大学防災研年報, Vol.36, B-2, pp.433-449
- 高橋 保・中川 一 (1991) : 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 砂防学会誌, Vol.44, No.3, pp.12-19
- Wang C, Li S and Esaki T (2008): GIS-based two-dimensional numerical simulation of rainfall-induced debris flow, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 8, pp.47-58

6. 結論

近年我が国では、ゲリラ豪雨や梅雨時の大雨が増える等、降雨規模は増大している。本研究の主題となる深層崩壊の発生件数についても、この 30 年で増加傾向にある。深層崩壊は、一般的な土石流やがけ崩れと比べると発生頻度は低いものの、崩壊規模が大きいため、深層崩壊が土石流化すると、下流域に甚大な被害がもたらされる場合がある。これらの被害を軽減させるための有益な手法のひとつに、大規模な土石流の流下・堆積過程を表現できる土石流シミュレーションの開発が挙げられる。

これまでに、大規模な土石流に関する研究事例はあるものの、複数事例に対して統一的な手法で土石流の実態を把握した事例や、同一の数値シミュレーション手法を用いて複数の土石流の再現計算を行った事例はあまりない。そこで本研究では、深層崩壊に起因する土石流に対して、細粒土砂を間隙流体に取り込まれることを想定した、汎用性の高い数値シミュレーションモデルを開発した。さらに間隙流体とみなせる細粒土砂の割合の設定に関する留意点や、計算上流端ハイドログラフ等の条件が土石流の流下・堆積過程に及ぼす影響を示した。各章の要点を以下に述べる。

1 章では、深層崩壊の特徴やその発生状況を述べ、深層崩壊の対策の重要性を指摘するとともに、現在の深層崩壊に対する取り組みを紹介した。また、深層崩壊に起因する土石流の数値計算に関して、既往の石礫型土石流に関する研究および再現計算事例についてレビューしたうえで、本研究の意義を示した。

2 章では、近年発生した深層崩壊に起因する土石流の 10 事例に着目し、崩壊規模や溪床勾配が侵食や堆積に及ぼす影響や、粒度分布の特性に関する検討を行った。その他、表層崩壊に起因する土石流等の異なる現象の既往データと比較することで、深層崩壊に起因する土石流の特徴を把握した。以下に得られた結果を示す。

(1) 侵食区間の溪床勾配

深層崩壊に起因する土石流によって溪床の侵食が生じる箇所は、溪床勾配が 5 度以上の箇所であった。侵食が生じる最小の溪床勾配（5 度程度）と深層崩壊の崩壊規模とはあまり相関がなかった。

(2) 堆積区間の溪床勾配

深層崩壊に起因する土石流の堆積は、溪床勾配が 1–15 度の範囲で生じた。土石流堆積区間の下流端の溪床勾配は、深層崩壊の規模が大きいほど小さい傾向があった。小規模土石流（崩壊面積が約 1,500 m² 未満や崩壊土砂量が約 10,000 m³ 未満）のほとんどの事例において、堆積区間下流端の溪床勾配は 2 度より急であったのに対し、本研究で対象とした範囲（空隙を含む崩壊土砂量が 1.9×10^4 – 1.5×10^6 m³）の深層崩壊に起因する土石流では、半数以上の事例で堆積区間下流端の勾配が 2 度未満であった。

(3) 侵食深・堆積深

深層崩壊に起因する土石流の最大侵食深は、1–7 m であり、崩壊規模との相関はあまりみられなかった。最大堆積深については、深層崩壊の崩壊規模が小さい（崩壊土砂量： 1.9×10^4 –

$2.0 \times 10^5 \text{ m}^3$) 土石流では 4–6 m, 崩壊規模の大きい (崩壊土砂量: $5.0 \times 10^5 - 1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$) 土石流は 10–18 m であり, 崩壊規模が大きいほど堆積深は大きくなる傾向がみられた。

(4) 等価摩擦係数

深層崩壊に起因する土石流の等価摩擦係数は, 0.11–0.35 の範囲にあり, 土砂量が大きいほど小さくなる傾向にあった。表層崩壊に起因する土石流の値と比べて同等または小さく, 土砂量が 1–4 オーダー大きい大規模崩壊・土石なだれとは概ね同等の値であった。

(5) 土石流の粒度分布

深層崩壊に起因する土石流は, 本研究で対象とした範囲 (空隙を含んだ崩壊土砂量が $1.9 \times 10^4 - 1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ の範囲) では崩壊規模に関わらず, いずれも 8 オーダー程度の幅のある粒径から構成されていた。

3 章では, 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションのモデルの考え方および手法を提示した。2003 年熊本県水俣市集川における深層崩壊に起因する土石流に適用することで, 手法の妥当性を検証した。以下に得られた結果を示す。

(1) 深層崩壊に起因する数値計算手法

従来の石礫型土石流の数値シミュレーションの多くは, 一般に, 土石は全て層流状態で流下すると考えたモデルに基づき, 実施されてきた。一方で, 大規模な石礫型土石流中の細粒土砂は, 間隙流体の乱れの影響を受け乱流状態で移動し, 層流状態で移動する粗粒土砂とは異なる挙動を示すと考えられてきたものの, このフェーズシフトの概念を理論的に数値シミュレーションに反映させた事例はあまりなかった。そこで本研究では, 間隙流体に取り込まれる細粒土砂の最大粒径を新たに定義することによって, 土石流の数値シミュレーションの入力条件や計算に用いる, 上流端の土石流の土砂濃度, 間隙流体密度, 土石の代表粒径の算定式および土石の連続式を, 理論的に提示した。

(2) 計算手法の妥当性検証

従来の石礫型土石流の数値シミュレーション手法に従い, 土石流中の土石はすべて同じ挙動を示すと考えると, 集川における土石流の到達距離等において再現性が低かったものの, 細粒土砂のフェーズシフトの考え方を取り入れることによって, 土石流の流下・堆積過程をよく再現することができた。なお, 再現計算の入力条件において, 十分なデータが得られなかったものについては, その不確実性を考慮し, 複数のケースの計算を行うことで, 計算手法の妥当性を検証した。

4 章では, 3 章で集川の土石流に対して再現できた数値シミュレーション手法を, 崩壊規模や土石流の流下範囲の地形的特徴の異なる他の 4 つの深層崩壊に起因する土石流事例に適用し, 提案手法の汎用性を検証した。さらに各事例の再現計算結果より, 流体に取り込まれる細粒土砂の量 (割合, 粒径等) の支配要因やこれらの取りうる範囲を考察した。以下に得られた結果を示す。

(1) 数値シミュレーション手法の汎用性

3 章で提案した手法を用いて, 間隙流体とみなす細粒土砂の最大粒径を 8–200 mm に設定することで, 5 事例の深層崩壊に起因する土石流の到達距離や侵食・堆積傾向を概ね再現できることが確認された。再現性が高かった細粒土砂の沈降速度は, 土石流の摩擦速度の 1/21

1/3, 間隙流体の乱れ速度の 1/4-1 の範囲にあり, 力学的にも浮遊し得るものであることを確認した。

(2) 細粒土砂の最大粒径の支配要因

再現性の得られた細粒土砂の最大粒径は, 事例により差異がみられるものの, 流体として扱った細粒土砂の間隙流体中の容積濃度は, 5 事例ともに概ね 0.4-0.5 の範囲にあった。さらに, 微細土砂を用いた土石流の水路実験や粘性土石流・火山泥流の現地観測に関する既往研究事例の大半は, 微細土砂の土砂濃度の上限が 0.4-0.5 の範囲にあった。

これらより, 流体中に浮遊し得る細粒土砂が十分に存在し, 乱れの程度が十分大きい場合, 細粒土砂は流体(乱流)として振る舞うが, 細粒土砂濃度が非常に高濃度になると, 乱流状態を維持できなくなるため, 細粒土砂濃度の上限値のようなものが存在すると考えられた。また, 深層崩壊に起因するような大規模な土石流の流下・過程を事前に予測するための計算では, 細粒土砂濃度を上限の 0.4-0.5 程度に設定すれば, 乱れが十分大きく汨濫範囲が広くなる, 安全側となる計算が可能となると考えられる。

5 章では, 計算の入力条件となる, 崩壊に起因する土石流の発生直後のハイドログラフについて, ハイドログラフの総量は同じで, 計算上流端のハイドログラフが異なる場合(1 波の土石流の継続時間が異なる場合, 同規模の複数波の土石流が連続的に発生する場合, 異なる規模の複数波の土石流が時間をおいて発生する場合)を想定し, ハイドログラフの形状の違いが, 下流河道の計算結果にどのような影響を及ぼすのかを検討した。集川および片井野川を対象に検討し, 得られた結果を以下に示す。

(1) 上流端ハイドログラフが河床変動に及ぼす影響

土石流が全区間で堆積する(侵食が存在しない)地形において, 上流端ハイドログラフの違いが計算結果の堆積形状に及ぼす影響は小さかった。一方, 土石流の侵食区間が存在する地形においては, 上流端ハイドログラフによって土石流の到達距離は異なり, 侵食域と堆積域の境界の位置が上流側のケースにおいて, 土石流の到達距離は短くなる傾向にあった。

侵食域と堆積域の境界の位置は, ハイドログラフの継続時間が短いほど下流側に遷移した。これは, 継続時間が短いほど堆積時の流量が大きいことから, 急激な堆積と, 堆積土砂の再移動や侵食域の増大が生じやすいためと考えられた。ただし, ある程度以上にハイドログラフの継続時間が短い場合, ハイドログラフの波形が河床変動に及ぼす影響は小さかった。また, 継続時間が同じ 2 波の土石流でも, 1 波目が小規模なケースと 1 波目が大規模なケースでは, 前者のケースの方が堆積土砂の再侵食が生じやすく, 侵食域と堆積域の境界が下流側となる傾向にあった。

(2) 上流端ハイドログラフがピーク流量に及ぼす影響

上流端ハイドログラフのピーク流量の差異の影響は, 土石流停止域付近の流量が小さい範囲を除くと, 土石流の流下に伴って, 相対的に小さくなる傾向にあった。また, 上流端ハイドログラフのピーク流量が同じで土石流発生回数が異なる場合, 1 波の土石流は複数波の土石流と比べると, 土石流が全区間で堆積する地形においては, ピーク流量の低減の程度が小さく, 土石流の侵食域が存在する地形においては, 侵食域でのピーク流量の増加の程度が大

きくなった。また、同じ複数波の土石流でも、発生間隔が短いほど、下流域では複数波が 1 波の波形に近づくことから、上記に示した 1 波の特性に似た傾向がみられるようになる。

また、本研究の主な課題は下記に示すとおりと考えられる。

(1) 細粒土砂の堆積過程の把握と計算モデルへの反映

本研究の数値計算では、土石流中における細粒土砂は流体に取り込まれて移動するが、堆積時には、河床を構成する骨格（固体）として存在するものと仮定した。すなわち、河床を構成する骨格は粗粒土砂と細粒土砂から構成すると仮定した。ただし、実際には、細粒土砂は上記のように堆積するのか、河床を構成する骨格は粗粒土砂のみで構成され、細粒土砂は、土石流中と同様に粗粒土砂の間隙に堆積するものか、あるいは 2 者の中間的な挙動を示すのか、十分には解明されていない。この仮定の違いによって、計算結果が異なることが考えられることから、今後は、細粒土砂の堆積過程について、土石流堆積物の調査や実験等による現象把握を行うとともに、計算モデルへの反映が求められる。

(2) 細粒土砂の浮遊機構の検討

4 章では、本研究の対象事例の再現計算で設定された細粒土砂が、流体中に取り込まれることの妥当性は、沈降速度と摩擦速度、乱れ速度の大小関係から示すことができた。しかしながら、細粒土砂の沈降速度よりも、間隙流体の乱れ速度が大きいことは、より大きな粒径の土砂が土石流中を浮遊する可能性を示唆するものとも考えられる。これに関して本研究では、流体中の細粒土砂濃度に上限値が存在する可能性を示したが、十分な説明ができたとは言い難い。従って、大規模な土石流中の細粒土砂濃度について、実験等による現象把握が必要と考えられる。

(3) 上流端ハイドログラフの下流への影響検討結果について

5 章の結果より、土石流の堆積範囲や侵食と堆積域の位置、河道区間のピーク流量を推定する際には、得られた情報から推定される土石流上流端のハイドログラフのパターンをある程度想定したうえで、数値シミュレーションを実施することが重要であることが分かった。ただし本章で得られた上流端ハイドログラフの下流への影響は定性的なものであり、2 事例の検討成果であることから、一般性を高めるためには、更なる事例検証が必要と考えられる。また本検討では、想定されるハイドログラフのうち、比較的単純なパターンに絞って検討を行ったものであり、崩土が流動化せずに、天然ダムが形成される現象等を取り扱っていない。従って今後は、天然ダムの形成を含めたより幅の広い現象に対する検討も重要である。

(4) 計算手法の適用範囲の検討

本研究で提示した計算手法は、深層崩壊に起因する土石流のような、大規模な土石流を対象としたものである。本研究の計算で対象とした土石流の土砂量は、 $19,000\text{--}620,000\text{ m}^3$ の事例であり、これらについては再現性を得ている。ところが、本計算手法は、どの程度大規模な土石流で有効性が高いのかについては十分に検討できていない。従って、本手法の適用性範囲の検討が重要と考えられる。

本研究の成果は、深層崩壊に起因する、大規模な土石流の流下・堆積過程や到達距離を推定するための計算手法等を提示したものである。この成果を活用することによって、深層崩壊に起因

する土石流に関する危機管理体制の整備検討や，砂防堰堤の効果評価，砂防堰堤に作用する土石流の外力の推定，砂防堰堤の施設配置計画の立案等，深層崩壊のハード対策・ソフト対策の両面において，有効な情報を得ることができると考えられる。

今後，本研究の成果が，深層崩壊に起因する土石流に関する技術の向上や，対策検討の一助となれば幸いである。

謝辞

京都大学大学院農学研究科 水山高久教授は、本論文をとりまとめる貴重な機会を筆者に与えて下さるとともに、本研究の様々な局面において、長年にわたるご指導を下さいました。

国土交通省国土技術政策総合研究所 内田太郎主任研究官には、研究開始時から現在に至るまで、本研究の全般についてご指導を頂きました。本論文の執筆を通じ、論文の書き方や研究に向ける姿勢のあり方等の初歩的なことも含めて多くを学ばせて頂きました。

筆者が独立行政法人土木研究所 土砂管理グループ 火山・土石流チームに出向時に本研究に着手した際には、現在、国土交通省六甲砂防事務所の田村圭司所長、独立行政法人土木研究所の石塚忠範上席、国土交通省 水管理・国土保全局の山越隆雄課長補佐、独立行政法人土木研究所の武澤永純氏はじめ当チーム関係各位より、研究の各段階に応じた適切なお助言を頂きました。

立命館大学理工学部 里深好文教授には、土石流シミュレーションモデルの理論やその実用について、幅広く議論をさせて頂きながら、有益なお助言を頂きました。京都大学大学院農学研究科 中谷加奈助教には、土石流シミュレータ「kanako」についてのご指導やプログラム改良作業など、多大なるご尽力を賜りました。また、筑波大学農学部 堀田紀文准教授には、土石流に含まれる細粒土砂の考え方についてご指導を頂きました。

土石流のデータ取得のための現地調査にあたっては、独立行政法人 土木研究所 火山・土石流チームの方々のご協力を頂きました。また、2003 年 7 月に発生した集川の土石流災害に関わるデータは熊本県の関係諸氏より、2007 年 7 月に発生した船石川の土石流災害に関わるデータは鹿児島県の関係諸氏よりご提供頂きました。

京都大学大学院農学研究科 谷誠教授ならびに京都大学防災研究所 藤田正治教授には本研究の内容について議論させて頂くとともに、有益なお指導を下さいました。

筆者が所属する(株)建設技術研究所 東京本社砂防部の皆様からは、日常的に温かいご支援を賜りました。

これらのお世話になった皆様に、心から感謝申し上げます。